

# **CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO**

**RUI ANTÓNIO SOARES DE SOUSA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

---

Coorientador: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues  
Coorientador: Engenheiro André Filipe Castanheira Alves Furtado

SETEMBRO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, às minhas Irmãs e à Bebiana

*Não há normas. Todos os homens são exceção a uma regra que não existe.*

*Fernando Pessoa*





## **AGRADECIMENTOS**

Ao concluir este trabalho, não poderia deixar de expressar o meu profundo agradecimento a todos aqueles que me acompanharam ao longo desta etapa da minha vida através do seu companheirismo, amizade e apoio incondicional e que de uma forma direta ou indireta contribuíram para a realização desta dissertação.

Ao meu orientador, Professor Doutor António Arêde, pela disponibilidade, pelo seu bom sentido de humor e entusiasmo transmitidos, salientando ainda todos os conhecimentos partilhados, essenciais à realização deste trabalho.

Ao meu coorientador, Professor Doutor Hugo Rodrigues, pela disponibilidade demonstrada e partilha de informações.

Ao meu coorientador Engenheiro André Furtado, pela sua disponibilidade, partilha de conhecimento e ajuda manifestada na coordenação de todas as tarefas laboratoriais proporcionando desta forma um bom andamento dos trabalhos.

À Engenheira Patrícia Raposo pela ajuda facultada, desde os ensaios laboratoriais à revisão do conteúdo final desta dissertação, mostrando-se sempre disponível para me retirar diversas dúvidas que me foram surgindo, revelando-se assim uma autêntica coorientadora de todo este trabalho à qual devo um enorme agradecimento por tudo.

À Engenheira Ana Gomes pelo auxílio prestado nos ensaios laboratoriais e ainda pela ajuda manifestada em diversas tarefas deste trabalho.

Ao Sr. Valdemar Luís, ao Eng. Guilherme Nogueira e ao Doutor Nuno Pinto pelo apoio prestado nos ensaios laboratoriais, pelo seu profissionalismo e vasta experiência nestas andanças e ainda pelo enorme espírito de equipa demonstrado.

À Preceram e à Artebel pelas unidades de alvenaria cedidas essenciais à construção dos provetes de alvenaria.

À Casa Peixoto e à Lúcios pela argamassa pré-doseada disponibilizada essencial à construção de todos os provetes.

A todos os meus amigos, e de uma forma especial ao meu grande amigo e colega de curso João Miguel Rego que sempre me acompanhou nos bons e maus momentos desta nossa jornada académica vivenciando momentos e peripécias que certamente ficaram para sempre gravadas em nossas memórias.

Por fim e de uma forma muito especial, agradeço à minha Família, em especial aos meus pais e irmãs, que sempre fizeram tudo para que nada me faltasse ao longo de toda a minha vida, sendo todo este trabalho dedicado a eles deixando aqui o meu mais profundo e sincero agradecimento pelo incentivo permanente e exemplo recebido por todos eles.



## **RESUMO**

Este trabalho tem como principal objetivo o estudo de alvenarias de enchimento, sendo inicialmente apresentado vários conceitos envolvidos do tema, assim como algumas patologias associadas às alvenarias aquando da solicitação de determinadas ações. Este enquadramento inicial é feito para uma melhor perceção da importância da campanha experimental realizada nos capítulos seguintes.

Recentemente, sismos ocorridos a nível internacional vieram revelar a vulnerabilidade sísmica das paredes de alvenaria de enchimento, facto que elucida para a importância da caracterização mecânica dos materiais mais usuais na construção de paredes de alvenaria de enchimento em Portugal, sendo desta forma possível, estudar soluções de reforço.

O trabalho prático desenvolvido nesta dissertação consistiu na caracterização mecânica de vários tipos de provetes de alvenaria do tipo murete sujeitos a diferentes solicitações de carga, tendo sido realizado uma campanha experimental de ensaios de compressão simples, de tração por compressão diagonal, de flexão paralela e perpendicular às juntas de assentamento.

Com o intuito de explorar novas possibilidades de reforço de paredes de alvenaria de enchimento, estipulou-se reabilitar e reforçar um provete de alvenaria, para ensaiar à flexão paralela às juntas de assentamento e assim determinar experimentalmente o acréscimo de resistência conferida ao provete.

**PALAVRAS-CHAVE:** ensaios experimentais, paredes de alvenaria, caracterização material, flexão, compressão.



## **ABSTRACT**

This work has as main objective the study of filling masonry, being initially presented several wrapped concepts of the subject, as well as some disorders of masonry at the request of certain actions. This initial framework is done for better perception of the importance of the experimental campaign carried out in the following chapters.

Recent international earthquakes have revealed the seismic vulnerability of the infill masonry walls, a fact that makes clear the importance of mechanical characterization of the most common materials in the construction of infill masonry walls in Portugal, being possible in this way, to study reinforcement solutions.

The practical work developed in this thesis consisted in mechanical characterization of various types of masonry specimens of low wall type, subject to different load requests, having been performed an experimental campaign of simple compression tests, traction by diagonal compression, parallel bending and perpendicular to the settlement joints.

In order to explore new reinforcement possibilities of filling masonry walls, was stipulated to rehabilitate and reinforcing a masonry test piece for testing the parallel bending to the settlement joints and thus experimentally determine the resistance increase imparted to the specimen.

**KEYWORDS:** experimental tests, masonry walls, material characterization, bending, compression.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	I
<b>RESUMO</b> .....	III
<b>ABSTRACT</b> .....	V
<b>1.INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. MOTIVAÇÃO PARA O TEMA.....	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO.....	2
1.3. ESTRUTURA DA TESE .....	2
<b>2.CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ALVENARIA DE ENCHIMENTO</b> .....	5
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO .....	5
2.2.1. BREVES CONSIDERAÇÕES .....	5
2.2.2. DEFINIÇÃO .....	6
2.3. MATERIAIS E TÉCNICAS CONSTRUTIVAS DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO .....	7
2.3.1. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ALVENARIAS.....	7
2.3.2. EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS.....	8
2.3.3. CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO .....	9
2.4. RISCO SÍSMICO EM PORTUGAL .....	10
2.4.1. VULNERABILIDADE SÍSMICA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO .....	10
2.4.2. ABORDAGEM DA AÇÃO SÍSMICA EM TERRITÓRIO NACIONAL.....	11
2.4.3. DIMENSIONAMENTO FACE À AÇÃO SÍSMICA .....	12
2.5. EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA.....	14
2.6. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA NO COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA .....	14

<b>2.7. MECANISMO DE PILAR CURTO – “SHORT-COLUMN”</b>	16
<b>2.8. MECANISMO DE PISO – “SOFT-STOREY”</b>	17
<b>2.9. SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO</b>	18
<b>2.10. CONCLUSÕES</b>	19
 <b>3. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONTITUENTES DAS ALVENARIAS</b>	21
<b>3.1. INTRODUÇÃO</b>	21
<b>3.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO E COMPRESSÃO DA ARGAMASSA</b>	22
<b>3.2.1. ARGAMASSA</b>	22
<b>3.2.2. ARGAMASSA – RESISTÊNCIA À FLEXÃO</b>	23
3.2.2.1. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL, INSTRUMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO	23
3.2.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES	24
<b>3.3.3. ARGAMASSA – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO</b>	26
3.3.3.1 CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL, INSTRUMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO	26
3.3.3.2 ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES	27
<b>3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO DOS PROVETES DE ALVENARIA</b>	28
<b>3.4.1. INTRODUÇÃO</b>	28
<b>3.4.2. UNIDADES DE ALVENARIA</b>	29
<b>3.5. PROCESSO CONSTRUTIVO</b>	29
 <b>4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES</b>	33
<b>4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES</b>	33
4.1.1. DIMENSÕES DOS PROVETES	33
4.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO	36
4.1.3. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS	38
4.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO	38
4.1.5. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS	40



4.1.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES .....	42
4.1.7. REGISTO FOTOGRÁFICO DO DANO FINAL.....	49

## **5.DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM COMPRESSÃO DIAGONAL.....59**

<b>5.1. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAGONAL .....</b>	<b>59</b>
5.1.1. DIMENSIONAMENTO DOS PROVETES .....	59
5.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E RESPETIVA INSTRUMENTAÇÃO .....	60
5.1.3. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS .....	61
5.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO E PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DOS PROVETES .....	62
5.1.5. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS.....	63
5.1.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES .....	66
5.1.7. REGISTO FOTOGRÁFICO DO DANO FINAL.....	69

## **6.DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO.....75**

<b>6.1. RESISTÊNCIA À FLEXÃO .....</b>	<b>75</b>
6.1.1. RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PARALELO ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO.....	75
6.1.1.1. DIMENSÕES DOS PROVETES .....	75
6.1.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO.....	78
6.1.1.3. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS .....	80
6.1.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	80
6.1.1.5. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS.....	81
6.1.1.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES .....	82
6.1.1.7. REGISTO FOTOGRÁFICO DA EVOLUÇÃO DO DANO.....	85
6.2.1. RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO.....	94
6.2.1.1. DIMENSIONAMENTO DOS PROVETES .....	94
6.2.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO.....	97
6.2.1.3. METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	99

6.2.1.4. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS.....	99
6.2.1.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES .....	101
6.2.1.6 REGISTO FOTOGRÁFICO DA EVOLUÇÃO DO DANO.....	103
<b>7.AVALIAÇÃO DE SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE UM MURETE DE ALVENARIA.....</b>	<b>113</b>
7.1. FASE DE REABILITAÇÃO.....	113
7.2. MATERIAIS UTILIZADOS NO REFORÇO .....	114
7.2.1. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO.....	116
7.2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS USADOS .....	118
7.3 ENSAIO DE MURETE REABILITADO E REFORÇADO. RESULTADOS E ANÁLISE COMPARATIVA .....	121
7.4 COMENTÁRIOS FINAIS .....	122
<b>8.CONCLUSÕES.....</b>	<b>123</b>
8.1. CONCLUSÕES FINAIS.....	123
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	124
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	125
<b>ANEXO.....</b>	<b>A.1</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Unidades de alvenaria caracterizadas neste estudo [10-11]: (a) Tijolo cerâmico de furação horizontal (30x20x11); (b) Tijolo cerâmico de furação horizontal (30x20x15); (c) Bloco de betão leve com constituintes de argila expandida (40x19x31,5). .....	7
Fig. 2 - Esquema evolutivo dos sistemas construtivos de paredes de alvenaria de enchimento de fachada ao longo do século XX [5]. .....	8
Fig. 3 - Percentagens do volume de material usado na construção desde o século XX até à atualidade [13]. .....	9
Fig. 4 - Sismologia de Portugal: (a) Representação das falhas existentes em Portugal [19]; (b) Mapa dos epicentros registrados em Portugal no ano de 2012 [20]. .....	11
Fig. 5 - (a) Pórtico preenchido por painel de alvenaria com funcionamento confinado como bielas; (b) Desintegração nas interfaces entre a alvenaria e o pórtico. ....	15
Fig. 6 - Modos de rotura de painéis de alvenaria de enchimento [30]: (a) Rotura ao longo da diagonal do painel; (b) Rotura localizada nas zonas comprimidas do painel por esmagamento; (c) Rotura pelas juntas. ....	15
Fig. 7 - Deformada devido à ação sísmica num pórtico de betão armado. ....	16
Fig. 8 - Comportamentos distintos dos pilares para igual deslocamento [15]: (a) Ausência total de alvenaria no pórtico; (b) Preenchimento parcial de alvenaria no pórtico. ....	17
Fig. 9 - Exemplo de ocorrência de um mecanismo Soft-Storey [37]. ....	18
Fig. 10 - Medidas de reforço em alvenarias. (a) Recurso a ligadores metálicos; Aplicação de malhas de reforço de varões entrançados embebido em camada de reboco [24]. ....	18
Fig. 11 - Esquema de reforço de paredes de enchimento com lâminas de FRP [27]. ....	19
Fig. 12 - Tipos de cimento e argamassa utilizada na construção dos provetes: (a) Argamassa industrial pré-doseada do tipo CIARGA de classe M5; (b) Argamassa de Assentamento, AA M5; (c) Cimento CEM II B-L32,5N. ....	22
Fig. 13 - Proвете tipo utilizado no ensaio à flexão com as respetivas dimensões. ....	23
Fig. 14 - Configuração do ensaio de resistência à flexão dos provetes de argamassa. ....	23
Fig. 15 - Processo construtivo dos provetes de argamassa: (a) Lubrificação do molde; (b) Molde preenchido e regularizado com argamassa. ....	24
Fig. 16 - Proвете tipo resultante do ensaio à flexão e reaproveitado para o ensaio à compressão com as respetivas dimensões. ....	26
Fig. 17 - Configuração do ensaio de resistência à compressão dos provetes de argamassa. ....	26
Fig. 18 - Unidades de alvenaria utilizadas no presente estudo com as respetivas dimensões assinaladas: (a) Tijolo cerâmico (30x20x11); (b) Tijolo cerâmico (30x20x15); (c) Bloco de betão leve (40x19x31,5). ....	29
Fig. 19 - Preparação da argamassa para assentamento das unidades de alvenaria: (a) Processo de amassadura; (b) Depósito da argamassa em recipiente móvel. ....	29
Fig. 20 - Exemplificação do faseamento construtivo dos provetes: (a) Regularização da junta de assentamento com argamassa; (b) Assentamento da unidade de alvenaria com a junta vertical devidamente preenchida; (c) Proвете finalizado. ....	30
Fig. 21 - Preparação de provetes de alvenaria de (tijolo) para ensaio de compressão diagonal: (a) Corte dos provetes e emacamento da zona cortada com argamassa constituída por cimento CEM II B-L32,5N; (b) e (c) Parte inferior e superior respetivamente do provete finalizado. ....	30

Fig. 22 - Preparação dos provetes de alvenaria provenientes das paredes “inf03” e “inf04”: (a) Humidificação da superfície a argamassar; (b) Regularização dos topos dos provetes de alvenaria....	30
Fig. 23 - Processo construtivo dos provetes de alvenaria de bloco de betão leve (40x19x31,5) TermoAcústico: (a) Transporte das unidades de alvenaria até ao local de construção (LESE); (b) Assentamento da primeira fiada do provete de alvenaria; (c) Nivelamento da superfície dos blocos entre fiadas. ....	31
Fig. 24 - Dimensões dos provetes para o ensaio para determinação da resistência à compressão: (a) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provede em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5). ....	35
Fig. 25 - Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica de alvenaria de tijolo à compressão simples. (parte anterior do provete). ....	36
Fig. 26 - Regras de instalação dos sensores de deslocamento no provete segundo a norma NP EN 1052-1 2002. ....	37
Fig. 27 - Esquema do posicionamento adotado para os LVDT's nos provetes em alvenaria de tijolo (30x20x11) e (30x20x15). ....	37
Fig. 28 - Esquema do posicionamento adotado para os LVDT's nos provetes em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5). ....	38
Fig. 29 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais nos provetes “CS11”. ....	40
Fig. 30 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais nos provetes “CS15”. ....	40
Fig. 31 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais nos provetes “CS15_inf03”. ....	41
Fig. 32 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais nos provetes “CS15_inf04”. ....	41
Fig. 33 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais laterais nos provetes “CS31,5”. ....	41
Fig. 34 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais centrais nos provetes “CS31,5”. ....	42
Fig. 35 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes “CS11”. ....	45
Fig. 36 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes “CS15”. ....	45
Fig. 37 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes “CS15_inf03”. ....	45
Fig. 38 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes “CS15_inf04”. ....	46
Fig. 39 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da zona lateral dos provetes “CS31,5”. ....	46
Fig. 40 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da zona central dos provetes “CS31,5”. ....	46
Fig. 41 - Dano final provocado no provete (CS11_T1_GA). ....	49
Fig. 42 - Dano final provocado no provete (CS11_T2_GA). ....	49
Fig. 43 - Dano final provocado no provete (CS11_T3_GA). ....	50
Fig. 44 - Dano final provocado no provete (CS11_T4_GA). ....	50
Fig. 45 - Dano final provocado no provete (CS15_T1_CP). ....	51
Fig. 46 - Dano final provocado no provete (CS15_T2_CP). ....	51
Fig. 47 - Dano final provocado no provete (CS15_T3_CP). ....	52
Fig. 48 - Dano final provocado no provete (CS15_T4_CP). ....	52
Fig. 49 - Dano final provocado no provete (CS15_inf03_T1_GB). ....	53
Fig. 50 - Dano final provocado no provete (CS15_inf03_T2_GB). ....	53
Fig. 51 - Dano final provocado no provete (CS15_inf03_T3_GB). ....	54
Fig. 52 - Dano final provocado no provete (CS15_inf03_T4_GB). ....	54
Fig. 53 - Dano final provocado no provete (CS15_inf04_T1_CP). ....	55
Fig. 54 - Dano final provocado no provete (CS15_inf04_T2_CP). ....	55

Fig. 55 - Dano final provocado no provete (CS15_inf04_T3_CP).	56
Fig. 56 - Dano final provocado no provete (CS15_inf04_T4_CP).	56
Fig. 57 - Dano final provocado no provete (CS31,5_T1_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respectivamente.	57
Fig. 58 - Dano final provocado no provete (CS31,5_T2_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respectivamente.	57
Fig. 59 - Dano final provocado no provete (CS31,5_T3_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respectivamente.	58
Fig. 60 - Dano final provocado no provete (CS31,5_T4_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respectivamente.	58
Fig. 61 - Dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à tração por compressão diagonal: (a) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provede em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).	59
Fig. 62 - Configuração adotada para o ensaio à tração por compressão diagonal.	60
Fig. 63 - Posicionamento dos LVDT's para ensaio de resistência ao corte por compressão diagonal num provete tipo.	61
Fig. 64 - Resistência à tração diagonal em função da distorção dos provetes "CD11".	63
Fig. 65 - Resistência à tração diagonal em função da distorção dos provetes "CD15".	63
Fig. 66 - Resistência à tração diagonal em função da distorção dos provetes "CD31,5".	63
Fig. 67 - Resistência à tração diagonal em função da distorção vertical e horizontal dos provetes "CD11".	64
Fig. 68 - Resistência à tração diagonal em função da distorção vertical e horizontal dos provetes "CD15".	64
Fig. 69 - Resistência à tração diagonal em função da distorção vertical e horizontal dos provetes "CD31,5".	64
Fig. 70 - Resistência à tração diagonal em função da distorção, para um intervalo entre 110 e 13 da tensão de rotura e respectivas regressões lineares dos provetes "CD11".	65
Fig. 71 - Resistência à tração diagonal em função da distorção, para um intervalo entre 110 e 13 da tensão de rotura e respectivas regressões lineares dos provetes "CD15".	65
Fig. 72 - Resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo entre 110 e 13 da tensão de rotura e respectivas regressões lineares dos provetes "CD31,5".	65
Fig. 73 - Dano final provocado no provete (CD11_T1_GA).	69
Fig. 74 - Dano final provocado no provete (CD11_T2_GA).	69
Fig. 75 - Dano final provocado no provete (CD11_T3_GA).	70
Fig. 76 - Dano final provocado no provete (CD11_T4_GA).	70
Fig. 77 - Dano final provocado no provete (CD15_T1_CP).	71
Fig. 78 - Dano final provocado no provete (CD15_T2_CP).	71
Fig. 79 - Dano final provocado no provete (CD15_T3_CP).	72
Fig. 80 - Dano final provocado no provete (CD15_T4_CP).	72
Fig. 81 - Dano final provocado no provete (CD31,5_T1_LC).	73
Fig. 82 - Dano final provocado no provete (CD31,5_T2_LC).	73
Fig. 83 - Dano final provocado no provete (CD31,5_T3_LC).	74
Fig. 84 - Dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais: (a) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provede em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).	76

Fig. 85 - Esquema geométrico dos provetes para ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15).....	77
Fig. 86 - Esquema geométrico dos provetes para ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de bloco de betão leve (40x19x31,5). 77	
Fig. 87 - Configuração adotada para o ensaio à flexão segundo uma direção paralela às juntas horizontais.....	78
Fig. 88 - Posicionamento dos LVDT's: (a) Ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15); (b) Ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5). ....	79
Fig. 89 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x11). ....	81
Fig. 90 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15). ....	81
Fig. 91 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5). ....	82
Fig. 92 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11_T1_GA).....	85
Fig. 93 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11_T2_GA).....	85
Fig. 94 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11_T3_GA).....	86
Fig. 95 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11_T4_GA).....	86
Fig. 96 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11_T5_GA).....	87
Fig. 97 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_T1_CP).....	87
Fig. 98 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_T2_CP).....	88
Fig. 99 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_T3_CP).....	88
Fig. 100 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_T4_CP).....	89
Fig. 101 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_T5_CP).....	89
Fig. 102 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_inf03_T1_GB).....	90
Fig. 103 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15_inf04_T1_CP). ....	90
Fig. 104 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5_T1_LC). ....	91
Fig. 105 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5_T2_LC). ....	91
Fig. 106 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5_T3_LC). ....	92
Fig. 107 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5_T4_LC). ....	92
Fig. 108 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5_T5_LC). ....	93
Fig. 109 - Dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento: (a) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provede em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).....	95
Fig. 110 - Esquema geométrico do provede para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provedes em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11) e (30x20x15).....	95
Fig. 111 - Esquema geométrico do provede para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provedes de alvenaria de blocos de betão (40x19x31,5). ....	96
Fig. 112 - Configuração adotada para o ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais. ....	97

Fig. 113 - Posicionamento dos LVDT's: (a) Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15); (b) Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).	98
Fig. 114 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento para verificação do equipamento de ensaio.	99
Fig. 115 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x11).	100
Fig. 116 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15).	100
Fig. 117 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).	100
Fig. 118 - Dano final provocado no provete (FPE11_T1_GA).	103
Fig. 119 - Dano final provocado no provete (FPE11_T2_GA).	103
Fig. 120 - Dano final provocado no provete (FPE11_T3_GA).	104
Fig. 121 - Dano final provocado no provete (FPE11_T4_GA).	104
Fig. 122 - Dano final provocado no provete (FPE11_T5_GA).	105
Fig. 123 - Dano final provocado no provete (FPE15_T1_CP).	105
Fig. 124 - Dano final provocado no provete (FPE15_T2_CP).	106
Fig. 125 - Dano final provocado no provete (FPE15_T3_CP).	106
Fig. 126 - Dano final provocado no provete (FPE15_T4_CP).	107
Fig. 127 - Dano final provocado no provete (FPE15_T5_CP).	107
Fig. 128 - Dano final provocado no provete (FPE15_inf04_T1_CP).	108
Fig. 129 - Dano final provocado no provete (FPE15_inf04_T2_CP).	108
Fig. 130 - Dano final provocado no provete (FPE15_inf04_T3_CP).	109
Fig. 131 - Dano final provocado no provete (FPE31,5_T1_LC).	109
Fig. 132 - Dano final provocado no provete (FPE31,5_T2_LC).	110
Fig. 133 - Dano final provocado no provete (FPE31,5_T3_LC).	110
Fig. 134 - Dano final provocado no provete (FPE31,5_T4_LC).	111
Fig. 135 - Dano final provocado no provete (FPE31,5_T5_LC).	111
Fig. 136 - Muretes de alvenaria após ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento: (a) Murete de alvenaria de tijolo (30x20x11); (b) Murete de alvenaria de tijolo (30x20x15); (c) Murete de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).	113
Fig. 137 - Fases de reabilitação dos provetes de alvenaria de tijolo: (a) Desintegração da junta de argamassa danificada com recurso a uma rebarbadora; (b) Aplicação de nova junta de assentamento em argamassa; (c) Assentamento das unidades de alvenaria; (d) Provetes de alvenaria de tijolo reabilitados.	114
Fig. 138 - Cimento utilizado na intervenção de reabilitação dos muretes de alvenarias: (a) Cimento CEM II / B-V 32,5 R; (b) Cimento Portland CEM I 42,5 R.	114
Fig. 139 - Rede do tipo (Cintoflex) [42].	115
Fig. 140 - Constituição do conector [42]: (a) Bucha plástica; (b) Parafuso.	115
Fig. 141 - Esquema de carregamento do provete de alvenaria quando sujeito à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento.	116
Fig. 142 - Fases de reforço de um murete de alvenaria de tijolo (30x20x11): (a) Rede polimérica aplicada com os respetivos conectores fixados através de bucha química; (b) Face reforçada com rede a ser rebocada; (c) Murete de alvenaria de tijolo iniciando processo de cura.	118

Fig. 143 - Ensaio dos provetes de argamassa utilizada na intervenção de reabilitação e reforço do murete de alvenaria de tijolo (30x20x11): (a) Ensaio à flexão de provete de argamassa; (b) Ensaio à compressão de provete de argamassa; (c) Ensaio à tração de provete de argamassa com rede geossintética embebida.....	118
Fig. 144 - Envolvente de força versus deslocamento do ensaio de tração dos provetes de argamassa com rede geossintética embebida.....	120
Fig. 145 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento para o murete em alvenaria de tijolo (FPA11_T1_GA_R).....	121
Fig. 146 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11_T1_GA_R). ....	122
Fig. A.1 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15) “reaproveitados” de um pórtico à escala real.....	A.10
Fig. A.2 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15) "reaproveitados" de um pórtico à escala real. ....	A.11



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Características dos diferentes tipos de argamassas utilizadas na construção dos muretes de alvenaria. ....	22
Tabela 2 - Síntese estatística do ensaio de resistência à flexão, $f_f$ , para os diferentes tipos de argamassa. ....	25
Tabela 3 - Síntese estatística do ensaio de resistência à compressão, $f_c$ , para os diferentes tipos de argamassa. ....	27
Tabela 4 - Dimensões dos provetes para determinação da resistência à compressão da alvenaria [26]. ....	33
Tabela 5 - Dimensionamento dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) para ensaio de compressão simples. ....	34
Tabela 6 - Dimensionamento dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) para ensaio de compressão simples. ....	34
Tabela 7 - Dimensionamento dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) para ensaio de compressão simples. ....	35
Tabela 8 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à compressão simples. ....	36
Tabela 9 - Resistência à compressão dos provetes “CS11”, “CS15”, “CS15_inf03”, “CS15_inf04” e “CS31,5”. ....	42
Tabela 10 - Módulo de elasticidade (a partir dos valores obtidos pelos transdutores de deslocamento verticais) para os provetes “CS11”, “CS15”, “CS15_inf03”, “CS15_inf04” e “CS31,5”. ....	43
Tabela 11 - Módulo de elasticidade (a partir dos valores obtidos pelos transdutores de deslocamento verticais centrais) para os provetes “CS31,5”. ....	44
Tabela 12 - Determinação do coeficiente de Poisson para os provetes “CS11”, “CS15”, “CS15_inf03”, “CS15_inf04” e “CS31,5”. ....	47
Tabela 13 - Análise das propriedades mecânicas estudadas no ensaio de compressão simples. ....	47
Tabela 14 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à tração por compressão diagonal....	60
Tabela 15 - Características geométricas dos provetes de alvenaria “CD11”, “CD15” e “CD31,5”.....	66
Tabela 16 - Resistência à tração diagonal dos provetes de alvenaria “CD11”, “CD15” e “CD31,5”... ..	66
Tabela 17 - Módulo de distorção, $G$ , para os provetes de alvenaria “CD11”, “CD15” e “CD31,5”.....	67
Tabela 18 - Análise das propriedades mecânicas estudadas no ensaio de tração por compressão diagonal. ....	67
Tabela 19 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria [41]. ....	75
Tabela 20 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais.....	78
Tabela 21 - Resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para provetes de alvenaria “FPA11”, “FPA15” e “FPA31,5”.....	82
Tabela 22 - Síntese estatística das propriedades mecânicas dos diversos provetes no ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais. ....	83
Tabela 23 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento [41]. ....	94
Tabela 24 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais. ....	96
Tabela 25 - Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provetes de alvenaria “FPE11”, “FPE15” e “FPE31,5”. ....	101

Tabela 26 - Síntese estatística das propriedades mecânicas dos diversos provetes no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.....	101
Tabela 27 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes à reabilitação do murete de tijolo (30x20x11).....	119
Tabela 28 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes ao reboco do murete de tijolo (30x20x11).....	119
Tabela 29 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes à reabilitação do murete de tijolo (30x20x11).....	119
Tabela 30 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes ao reboco do murete de tijolo (30x20x11).....	120
Tabela A.1 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11” e “FPE11”.....	A.3
Tabela A.2 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11” e “FPE11”.....	A.3
Tabela A.3 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CD15”.....	A.3
Tabela A.4 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS15”.....	A.4
Tabela A.5 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS15_inf03” e “FPA15_inf03”.....	A.4
Tabela A.6 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11”, “FPA11” e “FPE11”.....	A.4
Tabela A.7 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS15”, “CD15”, “FPA15” e “FPE15”.....	A.4
Tabela A.8 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS31,5”.....	A.5
Tabela A.9 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CD31,5”.....	A.5
Tabela A.10 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “FPA31,5”.....	A.5
Tabela A.11 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “FPE31,5”.....	A.5
Tabela A.12 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11” e “FPE11”.....	A.6
Tabela A.13 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11” e “FPE11”.....	A.6
Tabela A.14 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CD15”.....	A.6
Tabela A.15 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS15”.....	A.7
Tabela A.16 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS15_inf03” e “FPA15_inf03”.....	A.7
Tabela A.17 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11”, “FPA11” e “FPE11”.....	A.7
Tabela A.18 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes “CS15”, “CD15”, “FPA15” e “FPE15”.....	A.8

Tabela A.19 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes “CS31,5”.....	A.8
Tabela A.20 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes “CD31,5”.....	A.8
Tabela A.21 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes “FPA31,5”.....	A.9
Tabela A.22 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes “FPE31,5”.....	A.9
Tabela A.23 - Resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para os provates de alvenaria de tijolo (30x20x15) “reaproveitados” de um pórtico à escala real. ....	A.10
Tabela A.24 - Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provates de alvenaria de tijolo furado (30x20x15) "reaproveitados" de um pórtico à escala real. ....	A.11



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. MOTIVAÇÃO PARA O TEMA

Desde as primeiras construções que se começou a utilizar a alvenaria, sendo desde cedo denotada a sua importância para a sobrevivência humana. A alvenaria como hoje a conhecemos, inicialmente, teve como principais funções as de compartimentar espaços comuns, de enchimento e vedação entre a parte interior e exterior dos edifícios [1]. A par do desenvolvimento das civilizações, as alvenarias têm apresentado uma evolução no sentido de colmatar novas exigências por parte dos utilizadores do edificado, nomeadamente a nível térmico, acústico, a nível de qualidade do ar no interior dos edifícios, resistência ao fogo e maior durabilidade [1].

O panorama de edifícios existentes em Portugal é constituído maioritariamente por paredes de alvenaria, daí a enorme pertinência na contínua investigação e monitorização desta técnica construtiva. Apesar de incontornável a sua relevância nas construções, a sua consideração em fase de projeto de dimensionamento das estruturas é ainda de uma forma geral bastante diminuta, o que leva a construção em alvenaria a ser um dos subsistemas a apresentar maiores deficiências de desempenho e patologias associadas.

A alvenaria de enchimento apesar de ser considerada como um elemento não estrutural, quando a sua influência é tida em conta no comportamento global de uma estrutura quando solicitada pela ação sísmica, esta pode apresentar bastantes melhorias. Caso não se tenha em conta em fase de projeto de dimensionamento a existência de alvenarias, aquando do sismo, podem-se desenvolver mecanismos de rotura que não seriam espectáveis acontecer [2].

Os sismos que ocorreram nos últimos anos, a nível mundial, têm exposto os vários erros cometidos por parte dos projetistas através dos danos visíveis tanto a nível estrutural como nos painéis de alvenaria de enchimento, apresentando em algumas situações danos avultados devido ao colapso total para fora do seu plano [3]. A vulnerabilidade sísmica do parque habitacional português é hoje uma preocupação dos investigadores desta área sendo de enorme pertinência o estudo neste âmbito para que num futuro próximo se possam tornar os edifícios mais resistentes a eventuais ações sísmicas que possa deflagrar pelo território nacional, sem que haja relato de importantes perdas económicas e de vidas humanas.

Assim, justifica-se o estudo do comportamento das alvenarias, assim como o estudo do comportamento mecânico dos seus constituintes.

## **1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO**

Este estudo decorre no seguimento de alguns trabalhos já realizados no âmbito do estudo das alvenarias de enchimento e tem como principal objetivo contribuir para a compreensão das características mecânicas de vários tipos de alvenarias, a partir do desenvolvimento de ensaios laboratoriais que permitam obter dados relativos à resistência à compressão, à tração por compressão diagonal e à flexão dessas alvenarias, assim como as propriedades mecânicas dos seus constituintes.

Neste trabalho é também realizado um estudo de reabilitação e reforço de um murete de alvenaria de tijolo onde se pretende determinar o presumível ganho de resistência à tração por flexão e logo aferir a qualidade desta solução economicamente viável.

No sentido de alcançarmos os objetivos finais deste trabalho definiu-se o seguinte plano de trabalhos:

- Breve fundamentação teórica sobre o comportamento de uma parede de alvenaria de enchimento na situação de ocorrência de um sismo, procurando adquirir sensibilidade e sentido crítico no âmbito desta problemática.
- Breve fundamentação teórica sobre técnicas de reabilitação e reforço de paredes de alvenaria de enchimento.
- Construção dos muretes para a campanha experimental desta dissertação.
- Reconstrução e reforço de um provete de alvenaria de tijolo já ensaiado à flexão.
- Realização dos ensaios, seguindo as normas aplicáveis, de compressão simples, tração por compressão diagonal e flexão segundo uma direção paralela e perpendicular às juntas de assentamento.

## **1.3. ESTRUTURA DA TESE**

Este trabalho é constituído por oito capítulos, cuja organização permite enquadrar o leitor com matérias relativas às alvenarias.

No presente capítulo é apresentado o âmbito desta dissertação, os motivos que levaram à sua realização, bem como os seus objetivos.

No capítulo 2 é feito um enquadramento geral de várias considerações sobre as alvenarias de enchimento.

No capítulo 3 fez-se uma descrição completa dos resultados obtidos para os ensaios de determinação das resistências à flexão e compressão dos provetes de argamassas utilizadas na construção dos muretes de alvenaria a ensaiar à compressão, tração por compressão diagonal e flexão segundo as direções paralelas e perpendiculares às juntas de assentamento e apresentando-se ainda o seu processo construtivo, assim como a identificação dos seus constituintes.

No capítulo 4 é apresentado e descrito os ensaios de compressão simples, assim como todo o tratamento dos dados obtidos e respetivas conclusões.

No capítulo 5 é apresentado e descrito os ensaios de tração por compressão diagonal, assim como todo o tratamento dos dados obtidos e respetivas conclusões.

No capítulo 6 é apresentado e descrito os ensaios de flexão paralela e perpendicular às juntas de assentamento, assim como todo o tratamento dos dados obtidos e respetivas conclusões.

No capítulo 7 é apresentada uma intervenção de reabilitação e reforço de um provete de alvenaria de tijolo que foi ensaiado à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, sendo posteriormente ensaiado novamente segundo a mesma direção.

Por último, no capítulo 8 são apresentadas as principais conclusões retiradas ao longo de todo o trabalho, assim como algumas reflexões sobre aspetos menos aprofundados nesta dissertação e que poderão ser alvo de estudo em trabalhos a realizar futuramente.





# 2

## CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

### 2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é dada a conhecer a evolução histórica do uso de alvenarias na construção. São apresentados diversos tipos de elementos de alvenaria, assim como as principais técnicas construtivas usadas em Portugal.

A ação sísmica é um exemplo de uma ação que leva as alvenarias a serem parcialmente ou totalmente danificadas no seu plano ou para fora do seu plano, sendo relevante e pertinente a sua abordagem neste trabalho. Posto isto, é então feito um enquadramento da situação nacional relativa à ação sísmica, bem como formas de acautelar desde a fase de projeto de dimensionamento das estruturas os seus possíveis efeitos nos edifícios.

É de salientar que não se pode direcionar todas as atenções apenas para a construção a edificar, mas sim ter em conta a construção existente, construída à margem destas problemáticas. Neste contexto é feita uma apresentação de várias técnicas de reabilitação e reforço de paredes de alvenaria de enchimento, no sentido de minimizar possíveis danos provocados por um eventual sismo.

### 2.2. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

#### 2.2.1. BREVES CONSIDERAÇÕES

A construção é tão antiga quanto as civilizações, pois a necessidade de sobrevivência fez com que o Homem, desde cedo, construísse pequenos abrigos que lhe proporcionassem maior conforto e o protegesse contra eventuais ataques de animais selvagens e da própria natureza [1].

O uso de alvenaria na construção é feito à aproximadamente 10.000 anos, no entanto, e até bem recentemente, o interesse de estudo das alvenarias por parte dos investigadores foi reduzido, face aos materiais de eleição utilizados nas construções da atualidade nomeadamente o aço e o betão [4].

Apesar desta substituição pelo betão armado, sobretudo nos países mais desenvolvidos, a alvenaria não deixou de ser utilizada nas construções atuais. Tal continua a ser a sua importância, que os custos ainda representam em média entre 8,5 a 10% do valor global das obras, quer no material quer na própria mão-de-obra e transporte [5].

### 2.2.2. DEFINIÇÃO

As alvenarias são constituídas por elementos de reduzidas dimensões, emparelhados com uma determinada disposição. Estes podem ser conectados ou não entre si por argamassas, formando paredes, muros, fundações, estruturas de suporte, entre outros [6].

A maior diferença entre as alvenarias de enchimento e outros tipos de alvenaria é o facto destas não terem funções resistentes atribuídas. Por esta razão, é prática normal ignorar o seu contributo em fase de projeto estrutural, sendo apenas a sua massa e peso contabilizados [7]. Os sismos que ocorreram recentemente a nível mundial têm levantado bastantes questões sobre as alvenarias de enchimento, pois apesar da sua não consideração como elemento estrutural, os danos provocados em inúmeros edifícios apontam que estes elementos têm influência no comportamento global de uma estrutura.

Os vários tipos de alvenarias existentes têm diversas características e designações específicas, que diferem mediante a sua função estrutural, como se indica em seguida:

- Alvenaria Estrutural (função resistente atribuída):
  - Alvenaria simples;
  - Alvenaria armada;
  - Alvenaria confinada.
- Alvenaria Não Estrutural (função resistente não atribuída):
  - Alvenaria de enchimento.

Para as alvenarias com funções estruturais existem classificações exibidas no Eurocódigo 8 [8] onde são descritas detalhadamente estas alvenarias.

Em Portugal, as alvenarias de enchimento são consideradas como elementos arquitetónicos presentes nas fachadas e na compartimentação dos edifícios, sendo comum o uso de paredes exteriores duplas e paredes divisórias simples. Este tipo de painéis é constituído na sua grande maioria por unidades de alvenaria de tijolo cerâmico furado assente com a direção da furação disposta na horizontal, ou seja, na direção da junta de assentamento. Menos usual mas ainda assim comum é o uso de unidades de alvenaria de blocos de betão, podendo estes conter agregados leves de argila expandida.

Os detalhes construtivos referentes às alvenarias de enchimento, geralmente estão omissos das bases de dados dos projetos, o que leva estes pormenores a ficarem dependentes da experiência e qualidade da mão-de-obra de quem os executa e fiscaliza. Estes pormenores podem ser por exemplo o humedecer as unidades de alvenaria antes do seu assentamento ou a colocação de argamassa nas juntas verticais. Apesar de parecerem irrelevantes, perante uma ação sísmica moderada ou elevada, estes pormenores podem revelar-se decisivos no comportamento destes painéis [7].

## 2.3. MATERIAIS E TÉCNICAS CONSTRUTIVAS DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

### 2.3.1. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ALVENARIAS

Para as diversas paredes de alvenaria, quer tenham funções resistentes ou de enchimento existem as seguintes unidades de alvenaria:

- Tijolos de adobe;
- Tijolos cerâmicos;
- Blocos de betão;
- Blocos de pedra.

Na realização de um pano de alvenaria existem dois componentes chave necessários à sua execução: as unidades de alvenaria e o ligante. Apesar de possuírem volumes distintos, ambos os materiais desempenham funções de resistência importantes na composição da parede. O facto do volume de ligante ser consideravelmente inferior não faz com que o seu contributo resistente seja menor, pois numa situação em que a alvenaria está sujeita a ações horizontais, a sua existência e capacidade de ligação com as unidades de alvenaria é determinante no seu desempenho [9].

As unidades de alvenaria correntes em Portugal são, em geral, em tijolo de barro vermelho, com espessura variável, altura de 0,20 m e comprimento de 0,30 m ou bloco de betão corrente ou leve, com espessura variável, altura de 0,20 m e comprimento de 0,40 m ou 0,50 m.

As matérias-primas mais recorrentes ao fabrico deste tipo de material é a argila, o betão ou material pétreo natural.

A utilização de argamassas pré-doseadas ou prontas têm vindo a ganhar algum terreno recentemente, sendo inúmeras as suas vantagens na construção de alvenarias.

Nos últimos anos tem-se verificado uma tendência para o uso de tijolo de furação vertical também conhecido por tijolo térmico. No entanto, é ainda o tijolo cerâmico de furação horizontal o mais utilizado nos sistemas construtivos de paredes de alvenaria.

Na Fig. 1 são apresentadas as unidades de alvenaria utilizadas neste trabalho. Escolheram-se os dois tipos de tijolos cerâmicos mais representativos das paredes de enchimento existentes em Portugal continental. A escolha por este bloco de betão leve é justificada pelo facto de ser um material atualmente a ganhar terreno no mercado da construção em alvenaria.

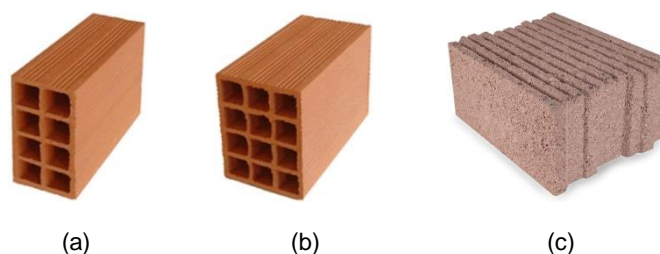


Fig. 1 - Unidades de alvenaria caracterizadas neste estudo [10-11]: (a) Tijolo cerâmico de furação horizontal (30x20x11); (b) Tijolo cerâmico de furação horizontal (30x20x15); (c) Bloco de betão leve com constituintes de argila expandida (40x19x31,5).

### 2.3.2. EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS

Em Portugal, é prática comum recorrer-se a paredes de enchimento em alvenaria de tijolo como solução construtiva. Esta solução revela-se vantajosa pois permite uma grande liberdade arquitetónica, assim como a superação de uma série de requisitos aquando de uma correta execução, tais como estanquidade, segurança contra incêndios, boa qualidade do ar interior, conforto térmico, conforto acústico e vantagens económicas comparativamente a outras soluções [1]. As paredes em tijolo usadas nos preenchimentos de pórticos de betão armado começaram a ser usadas de forma sistematizada a partir dos anos 60, sucedendo um período especialmente dominado pelas paredes em alvenaria de pedra. A par dessa transição ocorre também uma mudança de sistema construtivo introduzindo-se a parede dupla em alvenaria de tijolo com existência de caixa-de-ar. No início dos anos 80 começou a utilizar-se a parede dupla com isolamento no interior e na atualidade recorre-se frequentemente a uma solução de paredes simples, com ou sem bloco térmico, e isolamento pelo exterior [12].

Em Portugal as alvenarias de enchimento de fachada têm sofrido uma evolução na sua tipologia, nos materiais e nos processos construtivos adotados, no sentido de melhorar vários aspetos das novas edificações. A mais recente tecnologia que visa melhorar o comportamento térmico das paredes de fachada é o sistema ETICS (External Thermal Insulation Composite System), sendo este constituído apenas por uma camada de alvenaria interior e isolamento térmico na envolvente exterior. Esta solução torna-se viável e satisfatória devido à constante evolução e melhoramento da qualidade dos materiais constituintes do isolamento, o que por sua vez, torna possível a dispensa da caixa-de-ar na solução [5]. Na Fig. 2 é ilustrada a evolução dos sistemas construtivos de paredes de alvenaria de enchimento ao longo do século XX.

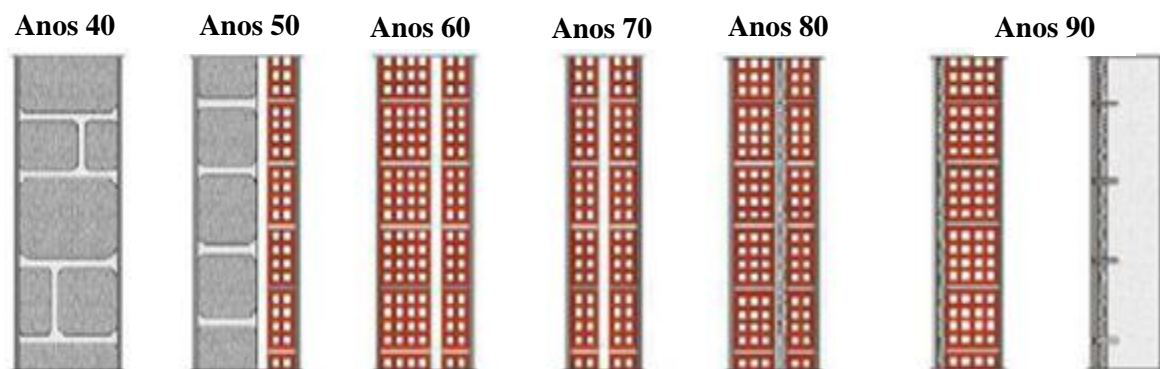


Fig. 2 - Esquema evolutivo dos sistemas construtivos de paredes de alvenaria de enchimento de fachada ao longo do século XX [5].

De seguida apresenta-se uma breve evolução histórica das paredes:

Anos	Tipologia
40	Parede simples de alvenaria de pedra
50	Parede de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar
60	Parede dupla de tijolo com um pano espesso
70	Parede dupla de tijolo furado com pano de espessura fina ou média
80	Parede dupla de tijolo furado com isolamento térmico, com ou sem caixa-de-ar
90	Parede simples de tijolo ou betão com sistema ETICS

Em termos percentuais, tem-se constatado uma diminuição da quantidade de alvenaria utilizada nos edifícios ao longo dos tempos, dando lugar ao crescimento da quantidade de betão armado presente na construção em Portugal, como é possível verificar na Fig. 3 [13].

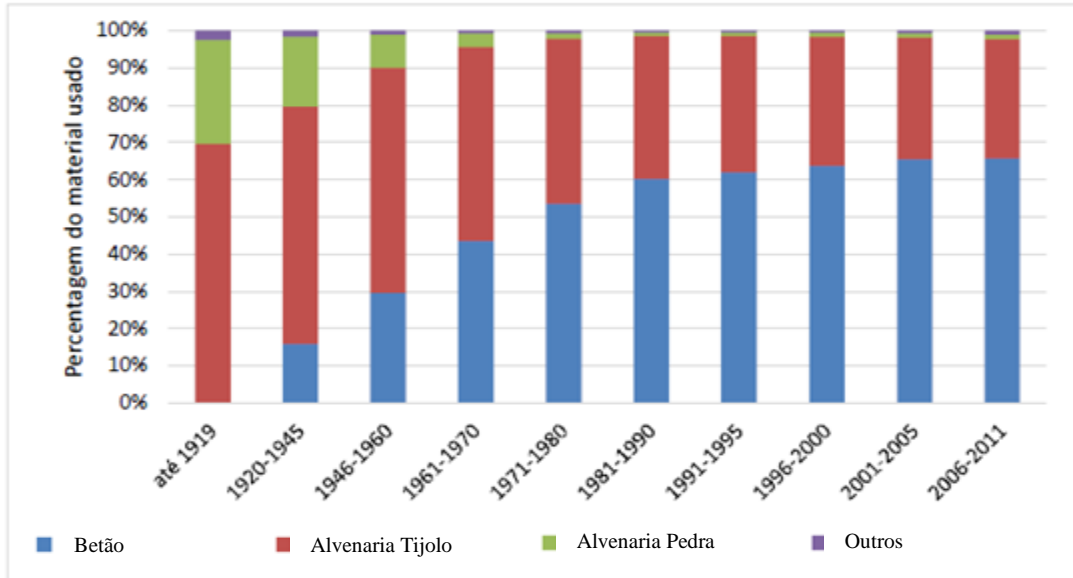


Fig. 3 - Percentagens do volume de material usado na construção desde o século XX até à atualidade [13].

### 2.3.3. CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

No dimensionamento de uma parede de alvenaria de enchimento, é necessário efetuar uma avaliação à capacidade resistente da alvenaria enquanto material. Para este efeito existe o Eurocódigo 6 [14], onde são descritas as etapas de cálculo, baseadas na capacidade resistente dos elementos constituintes da alvenaria. Para se estimarem as características resistentes e de deformabilidade de uma parede de alvenaria adotando o EC6 [14], deve-se proceder da seguinte forma: assumindo-se por hipótese, tratar-se de um painel de alvenaria com a função de preenchimento de um pórtico, intuitivamente se irá fazer a correspondência com uma das matérias-primas existentes na seção 3.1 do EC6 [14]. Com o tipo de material atribuído, é determinado o grupo a que pertence a alvenaria em função do volume e orientação dos seus furos. Após recolher a informação relativa ao ensaio de compressão da unidade de alvenaria e da argamassa, é então possível através da equação 2.1 determinar a capacidade resistente à compressão simples da alvenaria ( $f_k$ ). Utilizando-se uma argamassa normal ou leve é possível recorrer diretamente à equação 2.2 para calcular o módulo de elasticidade, E [15].

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (2.1)$$

em que:

- $f_k$  – Resistência característica à compressão da alvenaria [ $N/mm^2$ ];
- $K, \alpha$  e  $\beta$  – Constantes;
- $f_b$  – Resistência à compressão das unidades de alvenaria, na direção da ação aplicada [ $N/mm^2$ ];
- $f_m$  – Resistência à compressão da argamassa [ $N/mm^2$ ].

O módulo de elasticidade,  $E$ , tem carácter variável, que está correlacionado com a duração de aplicação da carga. Para ações de curta duração, o seu valor é obtido através de ensaios descritos na NP EN 1052-1 [16]. Na impossibilidade de recorrer a este método, pode-se estimar o módulo de elasticidade recorrendo à equação 2.3 da norma referida anteriormente [15].

$$E = 1000 \times f_k \quad (2.2)$$

No caso de aplicação de ações de longa duração, o módulo de elasticidade,  $E$ , pode ser determinado fazendo uso do calculado na equação 2.2. Apenas é necessário acrescentar um parâmetro que considere a deformação do material ao longo do tempo, ou seja incluir um coeficiente de fluência a tempo infinito,  $\phi_\infty$  [15].

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \phi_\infty} \quad (2.3)$$

Para se calcular o módulo de distorção,  $G$ , considera-se que este tem um valor aproximadamente de 40% do módulo de elasticidade,  $E$ , [15].

## 2.4. RISCO SÍSMICO EM PORTUGAL

### 2.4.1. VULNERABILIDADE SÍSMICA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO

Apesar das vantagens inerentes ao uso de paredes de enchimento construídas com blocos cerâmicos, são frequentes as patologias associadas, tais como, excessiva fendilhação e humidade, associadas na maioria das situações à escassez de pormenorização em projeto, má qualidade da mão-de-obra e falta de fiscalização [17]. O facto das paredes de enchimento não suportarem cargas verticais faz com que sejam consideradas elementos não estruturais, não existindo regras claras sobre o seu dimensionamento no EC6 [14]. Por regra estas paredes no caso de ocorrência de um sismo, dão um contributo importante para o comportamento global de um edifício, aumentando a sua resistência e rigidez [18]. Quando o dano sobre as paredes é controlado, estas funcionam como mecanismos de dissipação de energia e controlo dos deslocamentos relativos entre pisos. O mesmo já não se pode verificar num cenário de irregularidade das paredes em planta e altura, podendo levar à ocorrência de mecanismos de piso (soft-storey) ou ao nível dos pilares devido a ações de corte (short-column) [18]. Os sismos que ocorreram recentemente por vários países, mostraram um comportamento inadequado dos panos de alvenaria que preenchem os pórticos de betão armado. É frequente em situações de ação sísmica ocorrer destacamento destes panos de alvenaria dos pórticos de betão armado, provocando fendilhação diagonal resultante da incompatibilidade de deformações da alvenaria e do pórtico de betão armado e desenvolvimento de tensões superiores à capacidade resistente da alvenaria à compressão e tração [12]. Quando ocorrem ações de corte nas alvenarias, é possível ocorrer rotura por deslizamento ao nível das juntas de argamassa. Uma das maiores vulnerabilidades das paredes de enchimento é em relação às ações na direção perpendicular ao seu plano. Quando existe uma ligação deficiente entre o painel de enchimento e os elementos estruturais do pórtico que o envolve (vigas e pilares), ocorre um colapso global por rotação entre os bordos de apoio e o painel. O colapso para fora do plano deve ser evitado, pois apesar de registar-se avultadas perdas económicas, pode ainda provocar perdas de vida humanas.

#### 2.4.2. ABORDAGEM DA AÇÃO SÍSMICA EM TERRITÓRIO NACIONAL

Desde tempos remotos até à atualidade, que o território nacional tem sido marcado por fenómenos sísmicos, os quais tiveram consequências devastadoras não só a nível de edificações, como também em termos de efetivo populacional.

Em 1755, Portugal ficou registado na história por um sismo altamente destruidor, na zona de Lisboa, com a magnitude estimada entre 8,7 a 9, na escala de Richter, com epicentro localizado na falha tectónica entre as placas Euroasiática e Africana. Estima-se que 50% dos edifícios tenham ficado destruídos na totalidade [15].

O território português é desta forma propício à ocorrência de terremotos, uma vez que abrange zonas de falha, quer intraplaca, quer interplaca. É de salientar que os sismos que ocorrem nos limites tectónicos são mais devastadores do que aqueles que se verificam em zonas de intraplaca devido a uma maior acumulação de energia. No entanto, por outro lado os terremotos com origem intraplaca têm igual importância, visto que a distância às zonas afetadas é muito inferior, assim como, a energia dissipada desde o epicentro à zona afetada [15]. Na Fig. 4 são apresentadas as principais falhas tectónicas de Portugal continental e os epicentros dos sismos registados no ano de 2012.

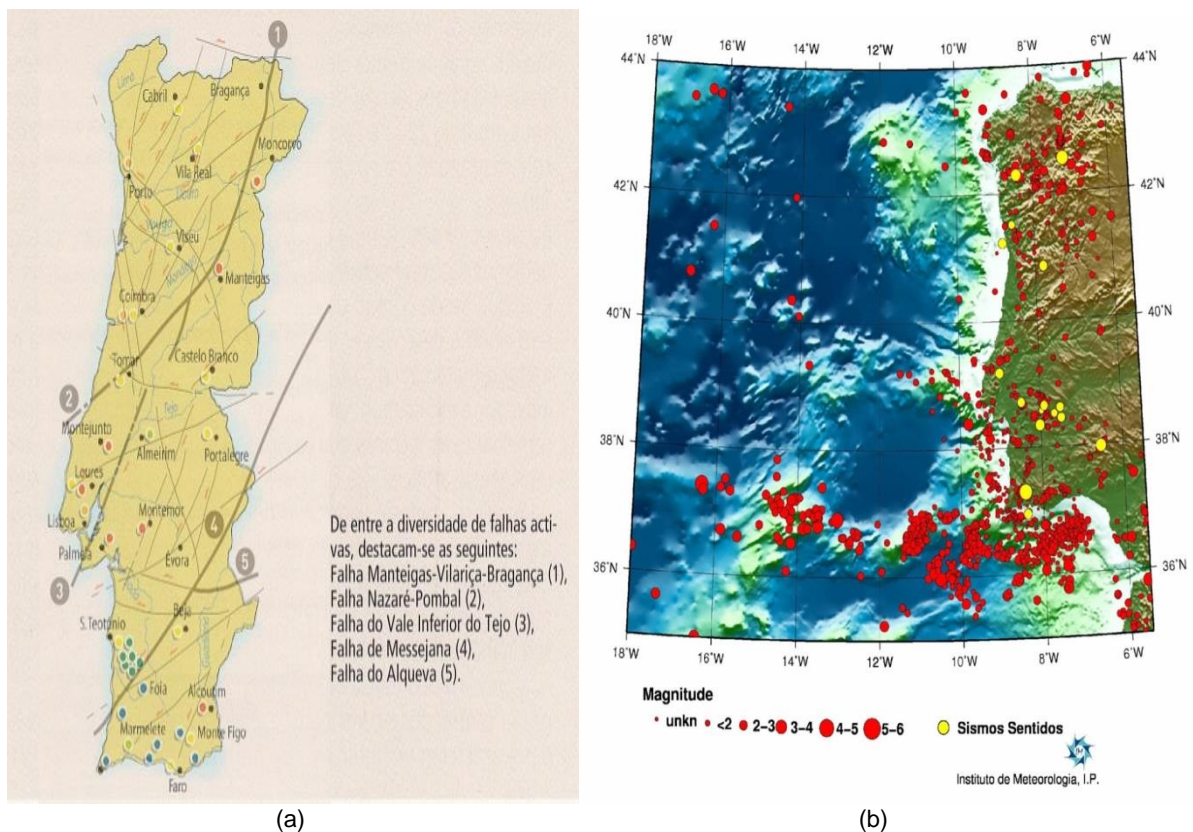


Fig. 4 - Sismologia de Portugal: (a) Representação das falhas existentes em Portugal [19]; (b) Mapa dos epicentros registados em Portugal no ano de 2012 [20].

Após a análise das imagens da Fig. 4, verifica-se que os sismos que ocorreram em Portugal tiveram origem em algumas das falhas apresentadas, o que nos leva a concluir que existe relação entre as falhas existentes nas placas tectónicas e a localização do epicentro dos sismos registados.

Apesar de poder ocorrer uma ação sísmica em praticamente qualquer zona do país, verificamos, através da Fig. 4 (b), que de uma forma geral, a magnitude e frequência da atividade sísmica aumenta gradualmente de norte para sul.



Desta forma, visto ser impossível evitar este tipo de ocorrência, torna-se estritamente necessário adotarem-se medidas que minimizem o risco e vulnerabilidade sísmica em qualquer tipo de construção.

O Eurocódigo 8, relativamente à quantificação dos possíveis efeitos provenientes da ação sísmica, é extremamente completo e dedica uma parte significativa à ação sísmica, facto que não se verifica no Regulamento de Segurança e Ações, RSA. É nesta área que se centra a grande diferença entre o EC8 e o RSA. No RSA, a ação sísmica é considerada uma ação variável, onde a probabilidade de ser excedida é de apenas 5% em 50 anos, sendo majorada, no caso de ser combinada com outras ações. Por sua vez no EC8, a probabilidade da ação sísmica ser excedida é de 10% em 50 anos, sendo que a ação é determinada através do tipo de sismos e da zona onde estes ocorrem [15].

Inicialmente é feita a classificação do sismo em intra ou interplaca e seguidamente, conforme esta designação, é identificada a zona do país e atribuída a respetiva aceleração máxima de projeto de referência [15].

#### 2.4.3. DIMENSIONAMENTO FACE À AÇÃO SÍSMICA

Antigamente, a construção de alvenarias era feita com base no cálculo estipulado e generalizado para qualquer que fosse o tipo de alvenaria a projetar. O dimensionamento de uma construção de alvenaria era sustentado pela experiência adquirida ao longo do tempo, construindo-se inicialmente alvenarias de grande porte, com o objetivo primordial de aumentar a segurança, o que implicava custos mais elevados. Este facto devia-se à escassez de regulamentos e normas desenvolvidas, o que atualmente já não se verifica [15].

Para que uma construção de alvenaria possa ser avaliada perante, por exemplo, a situação de ocorrência de um sismo, existem já em vigor, em países (mais e menos desenvolvidos), normas que regulamentam a execução de edifícios em alvenaria. Estas têm enorme importância neste tipo de projeção, pois têm em consideração aspetos cruciais para o seu desenvolvimento, desde as propriedades físico-mecânicas dos materiais de alvenaria, características tecnológicas dos aparelhos utilizados, e critérios que permitem estimar a influência da alvenaria e todos os seus constituintes, numa estrutura, durante um sismo [15].

Seguidamente apresentam-se alguns dos regulamentos e publicações usuais relacionados com a alvenaria, como método construtivo.

Uma das ferramentas mais recentes para projetar a construção em alvenaria simples, pré-esforçada e confinada, para elementos estruturais e não estruturais é o Eurocódigo 6 [14].

Para se conseguir ter uma perceção de todo o investimento financeiro necessário para reforçar as paredes de alvenaria, é usual recorrer à publicação *ATC-40*.

Por sua vez, quando é necessário avaliar a vulnerabilidade dos edifícios, recorre-se à publicação *FEMA 310*.

O Eurocódigo 8 [8] é também fundamental, pois esclarece todo o processo de verificação de segurança de toda a construção em alvenaria, de forma a minimizar todos os possíveis riscos de colapso dos painéis de alvenaria.



Pelo contrário, se os elementos de alvenaria forem considerados elementos estruturais, devem seguir-se as seguintes recomendações que constam também no capítulo 9 do Eurocódigo 8:

- Ter em conta as consequências de uma eventual irregularidade em planta e em altura, das paredes de enchimento.
- Monitorizar e ter em atenção a vulnerabilidade da alvenaria de enchimento, nomeadamente à inconstância das propriedades mecânicas e condições de ligação ao pórtico confinante, pois durante a ocorrência de um sismo, poderão ocorrer alterações nas paredes do edifício de diversas formas, sendo ou não reversíveis os vários danos causados.
- Controlar todas as interações locais prejudiciais entre a estrutura e os painéis de enchimento, assim como os seus efeitos, como por exemplo, a rotura dos pilares por esforço transversal devido ao efeito de biela diagonal das paredes de enchimento (originando mecanismo de “pilar curto”).

Além das recomendações e prevenções, há que ter em conta as possíveis soluções a aplicar.

Em relação às irregularidades em planta e/ou altura, a solução passa por recorrer a modelos espaciais, onde os painéis de alvenaria de enchimento sejam considerados, havendo uma análise da sensibilidade da posição e das propriedades das alvenarias de enchimento. Os painéis com mais de uma furação com uma área relevante, devem ser desprezados [15].

No entanto, caso as irregularidades em planta não sejam totalmente notórias deve proceder-se à multiplicação dos efeitos da excentricidade accidental por 2.0, uma vez que não existem certezas da posição do centro de massa e rigidez.

Se as irregularidades ocorrem em altura, com uma grande redução do volume de paredes em determinados pisos, é possível aumentar os esforços nos pilares de betão armado dos pisos em questão aquando de um sismo.

A equação presente no EC8 [8], onde é calculado o fator de majoração para esses esforços é a seguinte:

$$\eta = \left( 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\sum V_{Ed}} \right) \quad (2.4)$$

em que:

$\Delta V_{RW}$  – É a redução total da resistência de corte das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;

$\sum V_{Ed}$  – É o somatório dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado.

Se o fator de majoração for inferior a 1,1 a alteração dos valores dos esforços é opcional. No entanto, cabe ao projetista ter sensibilidade e experiência para conseguir analisar a irregularidade dos painéis de enchimento em planta e em altura [15].

No dimensionamento sismo-resistente de estruturas, é prática corrente em Portugal, recorrer-se ao RSA [21] que entrou em vigor em 1985 e que tem vindo a ser substituído pelo EC8.

Os EC8 e EC6 têm sido cada vez mais implementados em projetos em Portugal na construção em alvenaria, apesar de não serem regulamentos aprovados, visto que não existe qualquer tipo de normativa específica dos painéis de enchimento.

De forma a minimizar os riscos inerentes à ação sísmica, o EC8 implementou a obrigatoriedade de uma verificação de todos os elementos não estruturais que coloquem em risco quer o ser humano, quer a estrutura principal, em caso de colapso.

Quando a presença destes elementos altera de forma significativa a rigidez lateral e a resistência total do edifício, o EC8 obriga a consideração de todos os elementos na modelação da estrutura. Além disso o EC8 permite verificar o estado limite último e o estado de limitação de dano, através de considerações relativas à ductilidade e dissipação de energia.

## **2.5. EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA**

No decorrer de um sismo as acelerações induzidas nos solos têm componentes maioritariamente horizontais. As forças verticais provenientes da aceleração gravítica (pesos próprios), ao combinarem-se com as ações horizontais traduzem a forma como o sismo interage com as estruturas. [9]

No cálculo de dimensionamento de uma estrutura, as forças equivalentes à ação sísmica são proporcionais às acelerações horizontais sofridas pelas estruturas e à sua massa, ou seja, quanto maior a envergadura (massa) de uma estrutura maiores serão as “forças sísmicas” [28].

As características diferenciadoras na resposta de uma estrutura face a um sismo são o seu amortecimento, a sua frequência própria, assim como a sua capacidade resistente de deformação [9].

Numa estrutura sujeita a uma solicitação harmónica, o deslocamento máximo surge quando a frequência da estrutura é igual à frequência da ação. Isto ocorre quando a estrutura se encontra em ressonância e tem como consequência deslocamentos cerca de dez vezes maiores relativamente à ação ser aplicada estaticamente [28].

## **2.6. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA NO COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA**

Quando uma estrutura é sujeita a cargas horizontais como a ação do vento ou de um sismo, esta tende a interagir com as paredes de alvenaria. Devido ao aumento de rigidez causado pela presença das paredes de alvenaria numa estrutura, esta sofre alteração do seu período natural tendo como consequência alteração dos seus mecanismos de resposta à ação sísmica.

A introdução de paredes de alvenaria numa estrutura revela um aumento da sua capacidade de dissipação de energia resultando na sua fissuração [29].

A resposta de uma alvenaria quando sujeita a ações horizontais é ainda de complexa definição pois depende de diversos fatores, como a qualidade e uniformidade dos materiais utilizados, do uso de mão-de-obra qualificada, posição e quantidade de aberturas existentes nos painéis, tipo de ligação adotada entre a parede de alvenaria de enchimento e o pórtico de betão armado envolvente e a rigidez relativa entre painéis de enchimento e pilares. Posto isto, é ainda de referir que a presença de paredes de alvenaria de enchimento numa estrutura nem sempre acarreta benefícios ao comportamento global de um edifício. À medida que a rigidez de uma estrutura aumenta por presença de alvenarias de enchimento, os esforços de corte tendem também a aumentar consideravelmente, provocando o aumento dos momentos fletores na base dos pilares de um edifício para valores superiores ao dobro, o que proporciona a formação de rótulas plásticas levando à ocorrência de um mecanismo de piso.

Um pórtico preenchido por uma alvenaria de enchimento quando sujeito a ações sísmicas, apresenta inicialmente um comportamento monolítico, não ocorrendo desagregação entre os dois elementos.

Em conjunto resistem a elevados níveis de carga sem fendilharem estando a duração desta fase inicial dependente do tipo de ligação existente entre o pórtico e o painel. Esta fase termina ao atingir-se a incompatibilidade de deformações entre os dois elementos, o que resulta na abertura de fendas na interface entre o painel e o pórtico com principal incidência nas zonas dos cantos tracionados. A fase seguinte prossegue com a abertura de fendas até aos cantos comprimidos do painel. Este fenómeno dá-se de forma semelhante ao funcionamento de uma escora diagonal como elucidada a Fig. 5 [30].

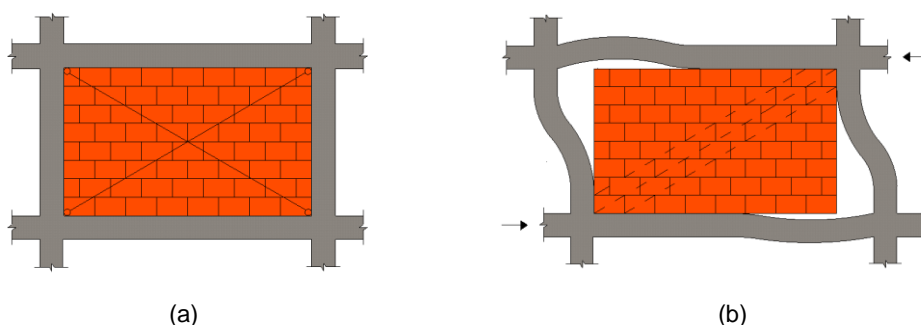


Fig. 5 - (a) Pórtico preenchido por painel de alvenaria com funcionamento confinado como bielas; (b) Desintegração nas interfaces entre a alvenaria e o pórtico.

A última fase dá-se ao ocorrer a rotura que se pode deflagrar tanto pela alvenaria como pelo pórtico, dependendo da resistência relativa existente. Na situação de existir uma alvenaria a preencher o pórtico com elevada rigidez, pode-se verificar uma rotura prematura por parte dos pilares [30]. No caso de resistência suficiente dos pilares os mecanismos de rotura dos painéis de alvenaria podem dar-se segundo os exemplos dados nas figuras seguintes ou pela combinação dos mesmos.

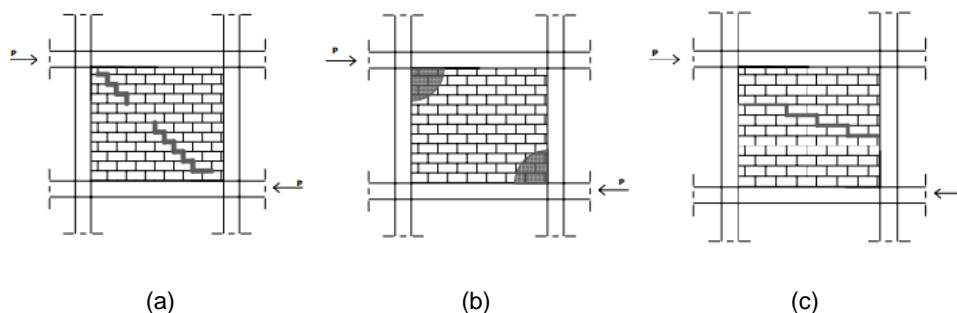


Fig. 6 - Modos de rotura de painéis de alvenaria de enchimento [30]: (a) Rotura ao longo da diagonal do painel; (b) Rotura localizada nas zonas comprimidas do painel por esmagamento; (c) Rotura pelas juntas.

Uma estrutura quando sujeita a ações horizontais tende a comportar-se em primeira estância como uma estrutura resistente aos momentos, através da criação de rótulas plásticas nos nós de ligação viga-pilar. No entanto o painel de alvenaria de enchimento funciona como contraventamento de uma estrutura, assemelhando-se a bielas diagonais sujeitas à compressão. Este elemento confere maior rigidez à estrutura apesar do seu carácter frágil. Face a um sismo estes elementos podem agravar a ação sísmica por reduzirem o período natural da estrutura, ou seja, são incutidos esforços para os quais a estrutura não foi dimensionada, o que se traduz numa alteração significativa da distribuição de esforços pelo edifício [31].

A introdução de painéis de alvenaria numa estrutura influencia de forma substancial a sua rigidez global, ocorrendo com isso alteração das forças sísmicas a que um edifício está sujeito.

Pelas razões mencionadas torna-se importantíssimo considerar estes elementos no cálculo de dimensionamento sísmico de um edifício, podendo a sua não consideração traduzir-se no desencadear de diversos tipos de mecanismos de rotura da estrutura, tais como mecanismo de piso (soft-storey) e pilar curto (short-column) [29].

## 2.7. MECANISMO DE PILAR CURTO – “SHORT-COLUMN”

Este tipo de mecanismo ocorre quando os painéis de alvenaria não preenchem a totalidade do pórtico, ficando assim uma parcela do pilar livre. Devido a este preenchimento incompleto de alvenaria, no decorrer de um sismo, é ampliado o esforço de corte na zona livre do pilar.

Geralmente a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez global de um edifício não é considerada, o que conduz a uma subavaliação da rigidez dos edifícios. Até um determinado limite este método é considerado seguro para ações aplicadas à estrutura, pois a rigidez real do edifício é superior à usada para dimensionamento. O facto da ação sísmica ser o equivalente à imposição de um deslocamento à estrutura faz com que o método anterior deixe de ser considerado seguro, pois ao impor-se esse deslocamento, a estrutura irá deformar-se havendo consequentemente um aumento dos esforços a que esta se encontra sujeita [28]. Na Fig. 7 é ilustrada a deformada de um pórtico de betão armado quando sujeito à ação de um sismo.

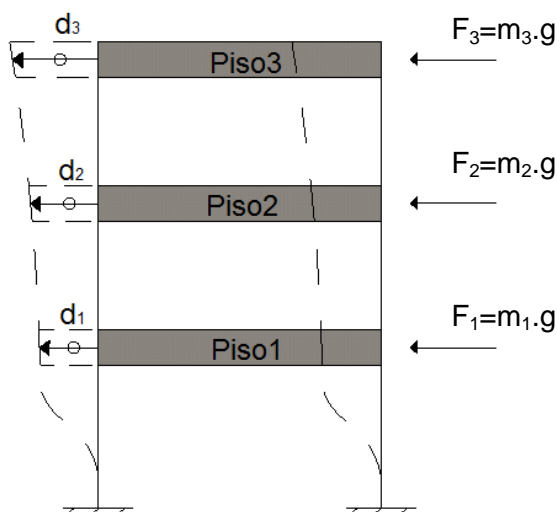


Fig. 7 - Deformada devido à ação sísmica num pórtico de betão armado.

O deslocamento induzido por um sismo é igual em todos os pilares de um piso devido à rigidez axial dos pavimentos (indeformabilidade de piso). O deslocamento,  $\delta$ , que é absorvido ao longo da altura,  $H$ , de um pilar, apresenta menores esforços internos e deformações quanto maior for a altura  $H$  do pilar, funcionando estes parâmetros de forma inversamente proporcional [28].

Na Fig. 8 é retratada uma situação em que a parede de alvenaria não preenche a altura total do pórtico. A diferença de deslocamento entre pisos é absorvida apenas pela altura,  $H_{\text{útil}}$ , do pilar, devido à zona preenchida por parede restringir o deslocamento horizontal. Se a ligação existente entre pilar e alvenaria for fraca ou ainda se a alvenaria se danificar, este efeito revela-se menor, o que pode não se verificar antes dos pilares sofrerem dano ou colapsarem.

Ao não ter em conta as paredes de alvenaria no dimensionamento de uma estrutura, ocorre consequentemente uma subavaliação do efeito do sismo sobre a altura útil dos pilares do pórtico, o que pode traduzir-se num colapso dos pilares que são responsáveis pela sustentação das cargas verticais e consequentemente o seu reencaminhamento até às fundações de um edifício [28,32].

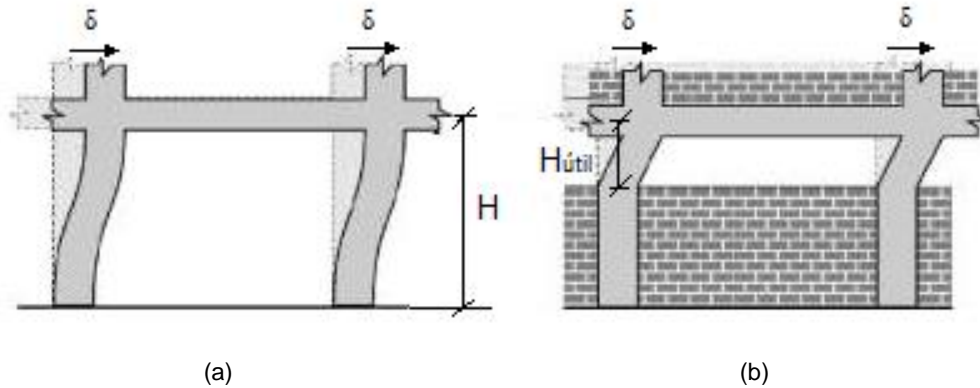


Fig. 8 - Comportamentos distintos dos pilares para igual deslocamento [15]: (a) Ausência total de alvenaria no pórtico; (b) Preenchimento parcial de alvenaria no pórtico.

## 2.8. MECANISMO DE PISO – “SOFT-STOREY”

Este tipo de mecanismo sucede quando há ausência de preenchimento de pórticos num determinado piso, verificando-se com maior incidência nos pisos térreos por estes serem ideais a comércio e garagens. A ausência destas paredes de alvenaria proporciona o aumento da variação de rigidez em altura, deixando os pisos mais amplos e com menor rigidez, mais vulneráveis a este fenómeno [9].

O colapso ao nível do rés-do-chão dá-se quando o primeiro piso do edifício assenta apenas sobre pilares, não havendo paredes que forneçam segurança mínima. Nesta situação, o deslocamento situa-se maioritariamente no rés-do-chão como consta na Fig. 9.

Este tipo de colapso pode até mesmo verificar-se numa estrutura regular, onde os painéis de alvenaria se encontram distribuídos da mesma forma e com igual preenchimento desde o rés-do-chão até ao piso superior do edifício [28]. Para que tal se suceda, basta que as alvenarias de enchimento do piso de rés-do-chão colapsem ou se danifiquem primeiro do que as dos pisos superiores. O piso térreo perde o contraventamento lateral e o deslocamento provocado pelos esforços sísmicos concentram-se quase na totalidade no primeiro piso. Este deslocamento é absorvido pelos pilares levando à formação de rótulas plásticas nas zonas de maior esforço, podendo assim originar o colapso do piso térreo.

Estudos realizados por diversos autores têm demonstrado que as dimensões das aberturas existentes nos painéis de alvenaria estejam relacionadas com a sua fragilidade, variando de forma diretamente proporcional, isto é, quanto maiores forem as aberturas nos painéis de alvenaria do rés-do-chão, maior é a fragilidade deste piso. Quando estamos perante uma situação deste tipo, é verificada a ocorrência de um drift entre o piso de rés-do-chão e o primeiro piso cerca de sete vezes superior a um cenário idêntico com a diferença de não existirem aberturas nos painéis do piso térreo [31,33]. Estes mecanismos de piso podem também ocorrer em situações em que, a ductilidade tanto dos elementos estruturais assim como da estrutura global é baixa [34], os painéis de alvenaria de enchimento são frágeis [35], são utilizados fatores de redução elevados na determinação das forças sísmicas e estamos na presença de painéis esbeltos que ao sofrerem rotação levam os pilares a colapsarem por compressão [36,6].

Este tipo de mecanismo é o responsável pela rotura dos pilares existentes na base de um edifício, ficando o edifício completamente inutilizável devido à elevada importância destes elementos estruturais pois são os responsáveis pela dissipação das ações verticais num edifício. Posto isto revela-se fundamental a conceção de medidas para reforçar edifícios propícios à ocorrência deste tipo de fenómeno.



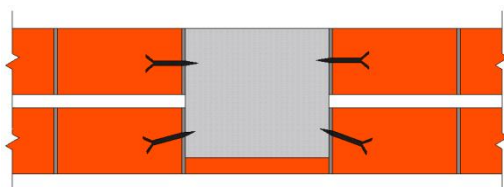
Fig. 9 - Exemplo de ocorrência de um mecanismo Soft-Storey [37].

## 2.9. SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

O comportamento de um edifício é melhorado face à ação sísmica através da identificação das anomalias existentes nas estruturas que favorecem o risco sísmico sendo posteriormente elaborado um plano de reabilitação e reforço. Existem várias estratégias que visam reforçar uma estrutura, tais como, o aumento global da resistência e/ ou rigidez, a redução ou eliminação de irregularidades em altura e/ ou em planta e a modificação de componentes estruturais.

Quando pretendemos reabilitar uma estrutura, existem diversos fatores a ter em consideração, como a correta avaliação da estrutura a intervencionar, a existência de mão-de-obra qualificada, o recurso a técnicas adequadas, a durabilidade e compatibilidade com os materiais existentes e ainda a reversibilidade no que diz respeito ao reforço implementado sem que haja danos nos materiais existentes da estrutura original [22-23].

No sentido de impedir a ocorrência de roturas frágeis e desagregação prematura dos painéis de enchimento, o EC8 [8] menciona algumas formas de melhorar o seu comportamento dentro e fora do plano, tais como, utilização de ligadores dos painéis ao pórtico, colocação de armaduras nas juntas e uso de malhas de reforço embebidas em argamassa de reboco e ancoradas corretamente a pelo menos uma das faces.



(a)



(b)

Fig. 10 - Medidas de reforço em alvenarias. (a) Recurso a ligadores metálicos; Aplicação de malhas de reforço de varões entrançados embebido em camada de reboco [24].

Os elementos mais usuais e antigos utilizados nestes tipos de reforço são os materiais metálicos, pois por regra apresentam elevada resistência mecânica e rigidez. Estes elementos geralmente usam-se sob a forma de fibras numa configuração de malhas ou armadura linear [25].

No entanto, um dos materiais mais promissores atualmente utilizado no reforço de estruturas é o material fibroso polimérico (FRP), desenvolvido no início da década de 90 e que potenciam um melhoramento substancial no comportamento mecânico das estruturas, onde é aplicado através de diversas técnicas [12]. Este é um material que apresenta como vantagens: resistência à corrosão, baixo peso, aplicação relativamente fácil e ainda elevada ductilidade associada à sua alta capacidade de deformação [26].

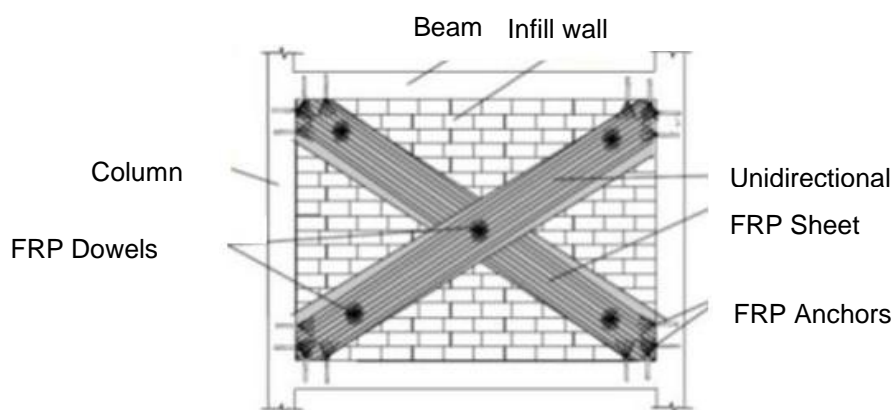


Fig. 11 - Esquema de reforço de paredes de enchimento com lâminas de FRP [27].

## 2.10. CONCLUSÕES

Os temas abordados neste capítulo indicam que devido à localização geotécnica de Portugal, a probabilidade de ocorrência de um sismo de grande magnitude é moderada a elevada. Conclui-se que é de enorme importância o estudo das alvenarias e da sua influência nos edifícios existentes, pois acontecimentos recentes demonstram a vulnerabilidade do parque habitacional português relativamente à sua resposta face a uma eventual ação sísmica. É de extrema importância a consideração destes elementos não estruturais em fase de projeto pois permite evitar futuras patologias e até mesmo colapsos globais de edificações, causando avultados custos e pondo em risco vidas humanas.

É possível concluir que a existência de painéis de alvenaria de enchimento tem uma importância colossal na resposta estrutural de um edifício de betão armado, quando sujeito a uma ação sísmica. Apesar destes elementos não terem funções estruturais, a sua consideração em fase de projeto revela-se fundamental para o seu correto funcionamento.

A não consideração das paredes de alvenaria num projeto estrutural em determinadas situações pode mesmo ter consequências nefastas a um edifício, levando ao desencadeamento de diversos tipos de mecanismos como por exemplo o mecanismo de piso ou o mecanismo de pilar-curto descrito neste capítulo.

No dimensionamento de um edifício, a distribuição uniforme das alvenarias demonstra-se benéfica para o seu comportamento global contribuindo para a redução das deformações e danos da estrutura perante uma ação sísmica.

A rigidez introduzida pelos painéis de alvenaria é importante para a resposta estrutural de um edifício quando sujeito à ação de um sismo. No entanto, para que este acréscimo de rigidez não tenha um efeito desfavorável e seja explorado o seu contributo máximo não devem existir irregularidades significativas nos elementos estruturais e não estruturais de forma a não se formar um mecanismo de piso [6].

Uma forma de evitar os mecanismos potenciados pela presença das alvenarias nas estruturas é o aumento da ductilidade dos painéis de alvenaria, fazendo com que estes ao se danificarem não percam a capacidade de carga e assim haja uma tendência de redistribuição dos danos pelos pisos superiores. Este aumento de ductilidade dos painéis de alvenaria pode ser implementado por exemplo pela introdução de armadura mínima entre camadas de assentamento das unidades de alvenaria [28].



# 3

## CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONTITUENTES DAS ALVENARIAS

### 3.1. INTRODUÇÃO

Segundo as normas europeias, os elementos presentes nas estruturas com carácter não estrutural, que ao colapsarem por ação sísmica possam por em risco vidas humanas, comprometer a estrutura ou serviços e equipamentos críticos, é necessário fazer uma verificação de segurança destes elementos e dos seus apoios. A modelação numérica no dimensionamento dos casos acima descritos é fundamental, sendo, para isso necessário conhecer as propriedades físicas e mecânicas dos materiais envolvidos.

O principal objetivo deste capítulo é determinar as propriedades mecânicas dos componentes constituintes das alvenarias utilizadas neste estudo.

Assim procedeu-se a um conjunto de ensaios nas argamassas produzidas na construção de cada tipo de murete, determinando:

- Resistência à flexão;
- Resistência à compressão.

Para o ensaio de resistência à flexão recolheu-se amostras de 3 provetes de argamassa por cada argamassa fresca utilizada na construção dos muretes de alvenaria.

A determinação da resistência à flexão,  $f_f$ , dos provetes de argamassa foi feita por meio de aplicação de uma carga gradualmente crescente, no centro de um provete assente em dois apoios cilíndricos laterais até este atingir a rotura por flexão. Com o registo da carga máxima para o qual ocorre a rotura foi possível determinar a resistência à flexão.

A resistência à compressão,  $f_c$ , dos provetes de argamassa foi determinada com base num ensaio que consistiu na aplicação de uma carga de compressão na secção dos prismas resultantes do ensaio de determinação da resistência à flexão. Estes procedimentos foram todos feitos com base na norma EN1015-11:1999.

Os ensaios realizados no presente capítulo permitiu-nos avaliar a resistencia media à flexão,  $f_f$ , e à compressão,  $f_c$ , das argamassas utilizadas no preenchimento das juntas horizontais e verticais dos provetes de alvenaria.

Relativamente às unidades de alvenaria, visto que estas possuíam fichas técnicas com os valores de resistência à compressão, não foi necessário fazer ensaios em laboratório.

### 3.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO E COMPRESSÃO DA ARGAMASSA

Neste capítulo são apresentados os ensaios de flexão e compressão nos provetes de argamassa utilizada no assentamento das unidades de alvenaria para construção dos provetes a serem ensaiados à compressão, tração por compressão diagonal e flexão segundo as direções paralelas e perpendiculares às juntas de assentamento.

#### 3.2.1. ARGAMASSA

Na Fig. 12 apresenta-se as argamassas pré-doseadas utilizadas na construção dos diversos muretes e ainda o tipo de cimento utilizado no reforço dos cantos dos muretes ensaiados á tração por compressão diagonal.



Fig. 12 - Tipos de cimento e argamassa utilizada na construção dos provetes: (a) Argamassa industrial pré-doseada do tipo CIARGA de classe M5; (b) Argamassa de Assentamento, AA M5; (c) Cimento CEM II B-L32,5N.

Tabela 1 - Características dos diferentes tipos de argamassas utilizadas na construção dos muretes de alvenaria.

Tipo de alvenaria	Lote	Proveniência	Designação dos provetes	Classe de Resistência (MPa)
Tijolo (30x20x11)	2016	Guimarães A	"GA"	M5
Tijolo (30x20x15)	2016	Casa Peixoto	"CP"	M5
Tijolo (30x20x15) - "inf03"	2014	Guimarães B	"GB"	M5
Tijolo (30x20x15) - "inf04"	2016	Casa Peixoto	"CP"	M5
Bloco de betão (40x19x31,5)	2016	Lúcios	"LC"	M5

### 3.2.2. ARGAMASSA – RESISTÊNCIA À FLEXÃO

O procedimento para a determinação da resistência à flexão seguiu os princípios apresentados na Norma Portuguesa NP EN 1015-11 [38].

#### 3.2.2.1. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL, INSTRUMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO

Como recomendado na norma seguida para a realização destes ensaios, os provetes foram construídos em moldes paralelepípedicos com as dimensões,  $(40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3)$ , correspondendo respetivamente à largura, altura e comprimento do provete. Em cada produção de argamassa preencheram-se três moldes, correspondendo ao número mínimo de provetes requerido para cada amostra.

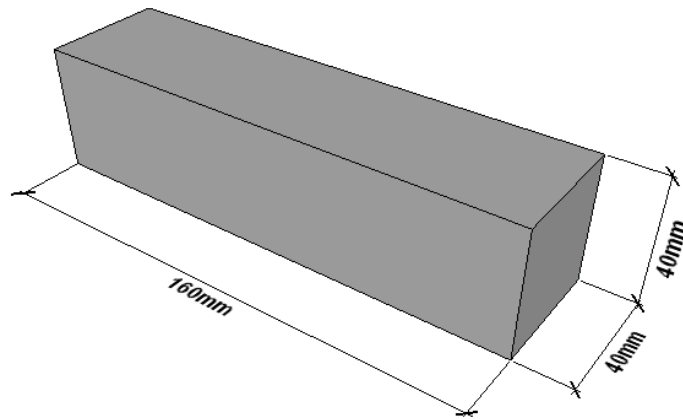


Fig. 13 - Provete tipo utilizado no ensaio à flexão com as respetivas dimensões.

A Fig. 14, apresenta o *setup* de ensaio à flexão em que cada provete foi instalado sobre os apoios da máquina de ensaio (elementos cilíndricos) e carregado de seguida na zona central entre os dois apoios até que este atingisse a rotura.



Fig. 14 - Configuração do ensaio de resistência à flexão dos provetes de argamassa.

Para além do material já referido necessário para a construção dos provetes, utilizou-se para a realização do ensaio o seguinte equipamento:

- Atuador hidráulico inserido em máquina de ensaio;
- Cilindros metálicos para servirem de apoio ao provete;
- Equipamento com software adequado para controlo do atuador hidráulico e registo dos dados resultantes do ensaio.

Para a determinação da resistência à flexão dos provetes de argamassa procedeu-se do seguinte modo:

- Antes do preenchimento dos moldes com argamassa foram lubrificadas as suas faces internas;
- De seguida preencheram-se os moldes de argamassa compactando o material com 25 pancadas aplicadas nas paredes dos moldes por um martelo, sendo de seguida retirado o excesso de argamassa e regularizada a parte superior do provete com uma colher de pedreiro;
- À medida que a construção ia sendo concluída, os provetes de argamassa foram cobertos com filme de polietileno e armazenados;
- Após a cura dos provetes, estes foram retirados do local de armazenamento e identificados;
- Transportaram-se os provetes para o local de ensaio e procedeu-se à colocação de cada um sobre os apoios cilíndricos da máquina de ensaio;
- Após ter-se instalado devidamente cada provete de argamassa sobre os apoios cilíndricos, foi então aplicada uma carga a uma velocidade de  $0,01 \text{ cm/s}$ .

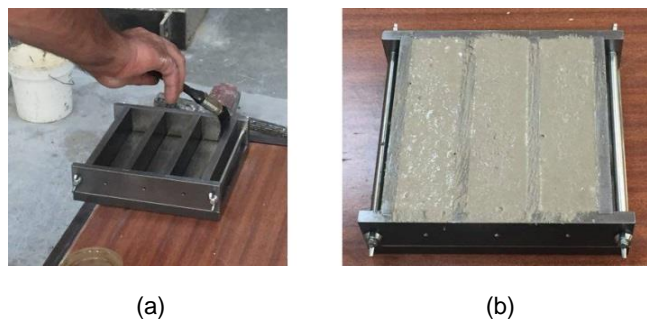


Fig. 15 - Processo construtivo dos provetes de argamassa: (a) Lubrificação do molde; (b) Molde preenchido e regularizado com argamassa.

### 3.2.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES

A resistência à flexão,  $f_f$ , é dada pela equação 3.1 com arredondamento a  $0,05 \text{ N/mm}^2$ :

$$f_f = 1,5 \times \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (3.1)$$

em que:

- $f_f$  – Resistência à flexão [ $\text{MPa}$ ];
- $F$  – Força aplicada na rotura à flexão [ $\text{N}$ ];
- $l$  – Distância entre os apoios [ $\text{mm}$ ];
- $b$  – Largura da secção transversal do provete [ $\text{mm}$ ];
- $d$  – Altura da secção transversal do provete [ $\text{mm}$ ];
- $\frac{l}{b \cdot d^2}$  – Para todos os provetes ensaiados esta parcela da equação (3.1) é igual a  $0,0015625 \text{ [mm}^{-2}\text{]}$ .

No presente subcapítulo são apresentados os valores das resistências à flexão e os respectivos coeficientes de variação, obtidos para as diferentes amostras de argamassa ensaiadas.

Tabela 2 - Síntese estatística do ensaio de resistência à flexão,  $f_f$ , para os diferentes tipos de argamassa.

Provetes	Argamassa	Ensaio	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
A	Guimarães A	CS11	1,2	2,86	7,84
		CD11			
		FPE11			
B	Guimarães A	CS11	0,9	2,12	3,91
		CD11			
		FPE11			
C	Casa Peixoto	CD15	1,9	4,53	6,24
D	Casa Peixoto	CS15	1,7	4,05	3,53
E	Guimarães B	CS15_inf03 FPA15_inf03	2,2	5,18	1,48
F	Guimarães A	CS11	1,4	3,28	3,09
		CD11			
		FPA11			
		FPE11			
G	Casa Peixoto	CS15	2,1	4,98	15,03
		CD15			
		FPA15			
		FPE15			
H	Lúcios	CS31,5	0,9	2,03	24,02
I	Lúcios	CD31,5	0,9	2,18	11,89
J	Lúcios	FPA31,5	0,7	1,59	9,57
K	Lúcios	FPE31,5	0,8	1,80	9,93
<b>Média</b>			1,3	3,15	8,78

Conclui-se que os provetes de argamassa com maior resistência média foram os provetes do tipo E, obtendo uma resistência média à flexão de 5,18 N/mm<sup>2</sup> com um coeficiente de variação de 1,48%, sendo esta amostra correspondente à utilizada na construção dos muretes de tijolo (30x20x15) reaproveitados da parede inf03, a serem ensaiados à compressão simples e flexão segundo uma direção paralela às juntas de assentamento.

Por outro lado os provetes de argamassa a verificarem uma menor resistência à flexão foram os provetes do tipo J, obtendo uma resistência média à flexão de 1,59 N/mm<sup>2</sup> com um coeficiente de variação de 9,57%, sendo estas argamassas usadas na construção dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) a serem ensaiados à flexão segundo uma direção paralela às juntas de assentamento.

Através dos valores obtidos das resistências à flexão das argamassas pode-se ainda concluir que a argamassa “Guimarães B” foi 1,1 vezes superior à argamassa “Casa Peixoto”, 1,8 vezes superior à argamassa “Guimarães A” e ainda 2,7 vezes superior à argamassa “Lúcios”.

Esta discrepância entre a gama de resistências obtidas poderá estar associada à diferente proveniência das argamassas em questão, uma vez que a classe de resistência de todos estes tipos de argamassa é similar. Outro facto possível para a disparidade entre resistências poderá estar associado a um doseamento de água ligeiramente diferente entre amassaduras uma vez que todo o processo de mistura foi idêntico a todas as amostras.

### 3.3.3. ARGAMASSA – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

O procedimento para a determinação da resistência à compressão seguiu o referido na Norma Portuguesa NP EN 1015-11 [38].

#### 3.3.3.1 CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL, INSTRUMENTAÇÃO E PROCEDIMENTO

Na realização do ensaio à compressão, os provetes utilizados foram os meios prismas resultantes do ensaio de flexão, com uma dimensão aproximadamente igual a  $(40 \times 40 \times 80 \text{ mm}^3)$ , sendo a área a ensaiar à compressão igual a  $(40 \times 40 \text{ mm}^2)$ .

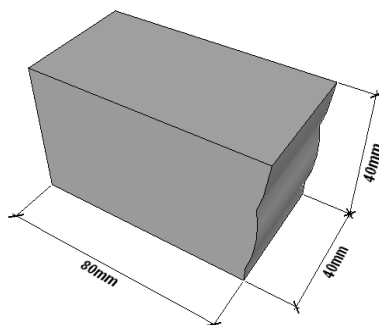


Fig. 16 - Proвете tipo resultante do ensaio à flexão e reaproveitado para o ensaio à compressão com as respetivas dimensões.

Como é possível ver na Fig. 17, cada meio prisma foi instalado sobre o prato da máquina de ensaio e carregado numa área de  $(40 \times 40 \text{ mm}^2)$  até que este atingisse a rotura.



Fig. 17 - Configuração do ensaio de resistência à compressão dos provetes de argamassa.

Para além do material já referido para a construção dos provetes, foi ainda necessário para a realização do ensaio o seguinte equipamento:

- Atuador hidráulico inserido em máquina adequada para este tipo de ensaio;
- Equipamento com software adequado para controlo do atuador hidráulico e dos dados resultantes do ensaio.

Para a determinação da resistência à compressão dos provetes de argamassa foram necessárias as seguintes etapas:

- Após realização de ensaio à flexão resultaram trinta e seis meios prismas, que foram aproveitados para a realização deste ensaio;
- Após instalado cada provete na máquina de ensaio foi então aplicada uma carga sobre cada provete a uma velocidade de  $0,01 \text{ cm/s}$ , numa área igual a  $40 \times 40 \text{ mm}^2$ , até dar-se a rotura;
- A força máxima,  $F$ , atingida na rotura do provete de argamassa foi registada pelo equipamento de monitorização do ensaio.

### 3.3.3.2 ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES

A resistência à compressão,  $f_c$ , é dada pela equação 3.2:

$$f_c = \frac{F}{A} \quad (3.2)$$

em que:

- $f_c$  – Resistência à compressão [MPa];
- $F$  – Força aplicada na rotura à compressão [N];
- $A$  – Área de aplicação da carga. Para todos os provetes ensaiados à compressão o valor da área é de  $1600 \text{ [mm}^2\text{]}$ .

No presente subcapítulo apresentam-se na tabela 3 as resistências à compressão e os respetivos coeficientes de variação, obtidos para as diferentes amostras de argamassa ensaiadas.

Devido a excessivas irregularidades em dois dos seis provetes das amostras D e F, provenientes do ensaio à flexão de argamassas, apenas foram possíveis ensaiar quatro provetes de cada tipo.

Tabela 3 - Síntese estatística do ensaio de resistência à compressão,  $f_c$ , para os diferentes tipos de argamassa.

Provetes	Argamassa	Ensaio	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
A	Guimarães A	CS11	12,4	7,78	6,82
		CD11			
		FPE11			
B	Guimarães A	CS11	9,4	5,85	7,62
		CD11			
		FPE11			

C	Casa Peixoto	CD15	17,0	10,63	8,94
D	Casa Peixoto	CS15	20,1	12,57	6,97
E	Guimarães B	CS15_inf03 FPA15_inf03	20,2	12,60	9,08
F	Guimarães A	CS11 CD11 FPA11 FPE11	17,0	10,61	4,83
G	Casa Peixoto	CS15 CD15 FPA15 FPE15	22,6	14,13	6,27
H	Lúcios	CS31,5	9,8	6,10	9,90
I	Lúcios	CD31,5	10,4	6,52	10,17
J	Lúcios	FPA31,5	7,7	4,83	4,01
K	Lúcios	FPE31,5	7,6	4,74	6,04
<b>Média</b>			<b>15,3</b>	<b>8,76</b>	<b>7,33</b>

Pode-se concluir que os provetes de argamassa com maior resistência à compressão foram os provetes do tipo G, obtendo uma resistência média à compressão de 14,13 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 6,27%, sendo esta argamassa usada para construir os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15), ensaiados à compressão simples e flexão segundo as direções paralela e perpendicular às juntas de assentamento. Os provetes com uma menor resistência média foram os provetes do tipo K, obtendo uma resistência média à compressão de 4,74 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 6,04%, sendo esta argamassa usada nos muretes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5), ensaiados à flexão segundo uma direção perpendicular às juntas de assentamento.

Através dos valores médios das resistências à compressão das argamassas pode-se ainda concluir que a argamassa “Casa Peixoto” foi 1,1 vezes superior à argamassa “Guimarães B”, 1,5 vezes superior à argamassa “Guimarães A” e ainda 2,4 vezes superior à argamassa “Lúcios”.

Os valores de resistências neste ensaio eram os espectáveis tendo em vista as resistências obtidas no ensaio de flexão devido aos motivos já mencionados.

### 3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO DOS PROVETES DE ALVENARIA

#### 3.4.1. INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional e maior concentração das populações nos meios urbanos, houve a necessidade de se construir edifícios cada vez mais altos, o que levou ao aumento progressivo do comprimento dos vãos entre pilares e a prazos de construção cada vez mais curtos. Assim, para que isto fosse possível, as técnicas e materiais usados na construção civil foram evoluindo no sentido de se atingir edifícios mais resistentes e de maior porte.



O betão armado é hoje um material de uso corrente nas obras de Engenharia Civil e como tal, há uma enorme preocupação por parte dos engenheiros civis e investigadores de caracterizar o seu comportamento estrutural ao longo das últimas décadas. O grande impacto que este material teve nas construções antepassadas e atuais fez negligenciar a caracterização e contributo que as alvenarias de enchimento teriam nas estruturas onde estavam inseridas, enquanto elemento não estrutural. Desta forma, houve então a necessidade de caracterizar mecanicamente os elementos de alvenaria de enchimento e garantir o seu correto funcionamento em estado limite de utilização e estado limite último. Para a construção dos diversos provetes necessários para a realização deste trabalho foram usados dois tipos de tijolos cerâmicos tradicionais e um tipo de bloco de betão termoacústico (Fig. 18). Para uma melhor compreensão do comportamento mecânico de painéis de alvenaria de enchimento constituídos com estas unidades de alvenaria, realizou-se uma campanha experimental com diversos provetes para determinar as suas propriedades mecânicas quando sujeitas a diferentes solicitações.

### 3.4.2. UNIDADES DE ALVENARIA

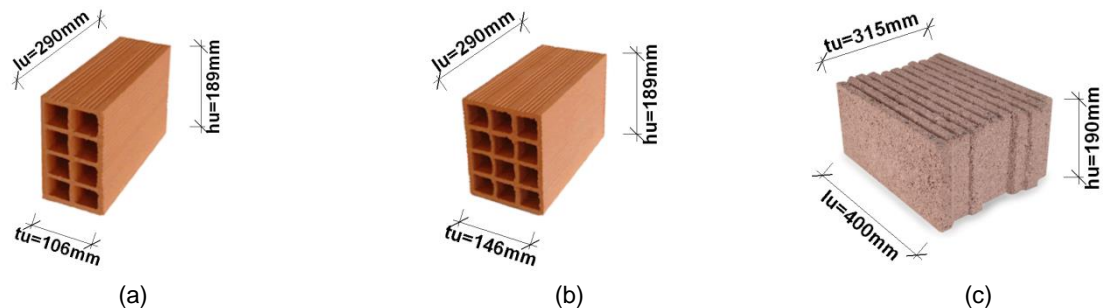


Fig. 18 - Unidades de alvenaria utilizadas no presente estudo com as respetivas dimensões assinaladas: (a) Tijolo cerâmico (30x20x11); (b) Tijolo cerâmico (30x20x15); (c) Bloco de betão leve (40x19x31,5).

### 3.5. PROCESSO CONSTRUTIVO

A construção dos muretes foi realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE). Na produção da argamassa para o assentamento das unidades de alvenaria, recorreu-se a uma argamassa pré-doseada de classe M5 fabricada pela Cimpor. A amassadura foi realizada com recurso a uma misturadora elétrica e a um recipiente plástico. Depois de pronta a argamassa foi depositada num carrinho de mão e utilizada de seguida para que não perdesse consistência e trabalhabilidade. A razão adotada foi de 3,5 a 4 litros de água por cada saco de 25 kg.



Fig. 19 - Preparação da argamassa para assentamento das unidades de alvenaria: (a) Processo de amassadura; (b) Depósito da argamassa em recipiente móvel.



Fig. 20 - Exemplificação do faseamento construtivo dos provetes: (a) Regularização da junta de assentamento com argamassa; (b) Assentamento da unidade de alvenaria com a junta vertical devidamente preenchida; (c) Provede finalizado.



Fig. 21 - Preparação de provetes de alvenaria de (tijolo) para ensaio de compressão diagonal: (a) Corte dos provetes e emacamento da zona cortada com argamassa constituída por cimento CEM II B-L32,5N; (b) e (c) Parte inferior e superior respetivamente do provede finalizado.

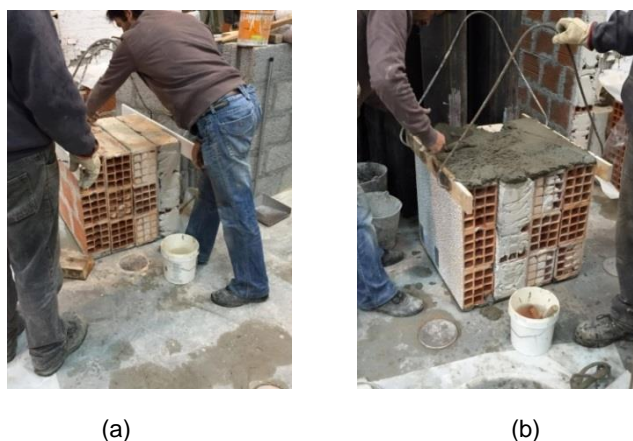


Fig. 22 - Preparação dos provetes de alvenaria provenientes das paredes "inf03" e "inf04": (a) Humidificação da superfície a argamassar; (b) Regularização dos topos dos provetes de alvenaria.



Fig. 23 - Processo construtivo dos provetes de alvenaria de bloco de betão leve (40x19x31,5) TermoAcústico: (a) Transporte das unidades de alvenaria até ao local de construção (LESE); (b) Assentamento da primeira fiada do provete de alvenaria; (c) Nivelamento da superfície dos blocos entre fiadas.

Todo o processo construtivo dos provetes foi realizado de acordo com a normalização referente aos ensaios realizados, realçando-se alguns dos aspetos mais importantes, tais como: a exigência de uma base de construção horizontal e o cumprimento que todas as superfícies dos muretes ficassem planas entre si e simultaneamente perpendiculares ao eixo central do provete. A construção de todos os provetes iniciou-se sobre uma camada de plástico colocado no pavimento do laboratório. De seguida, foi efetuada uma camada de regularização em argamassa com aproximadamente 1,5 cm de espessura, iniciando-se posteriormente o assentamento das unidades de alvenaria. Este procedimento foi repetido sucessivamente até se alcançarem as dimensões pretendidas para cada provete em questão. Ao longo de toda a construção verificou-se continuamente a planimetria das várias superfícies com recurso a um nível, para garantir uma correta geometria final.

Finalizada a construção de cada provete foram tomadas as devidas precauções para que o processo de cura estivesse de acordo com o exigido nas normas de cada ensaio, havendo a preocupação de evitar que os provetes sofressem dessecação ao longo dos três primeiros dias após a sua construção.



## 4

## DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

### 4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

No presente subcapítulo é feita a descrição do procedimento experimental assim como, todos os cálculos necessários à determinação da resistência à compressão simples e módulo de elasticidade de provetes de alvenaria. Todos estes procedimentos tiveram por base princípios apresentados na Norma Portuguesa NP EN 1052-1 2002 [39].

#### 4.1.1. DIMENSÕES DOS PROVETES

Todas as dimensões estipuladas para estes provetes estão de acordo com a respetiva norma, como é possível observar através da tabela 4 e dos cálculos apresentados nas tabelas 5, 6 e 7.

Tabela 4 - Dimensões dos provetes para determinação da resistência à compressão da alvenaria [26].

Dimensão da face do bloco		Dimensões do provete de alvenaria		
$l_u$ (mm)	$h_u$ (mm)	Comprimento $l_s$	Altura $h_s$	Espessura $t_s$
$\leq 300$	$\leq 150$	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s$ e $\leq 15 t_s$ e $\geq l_s$
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	
$> 300$	$\leq 150$	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	

Definição dos parâmetros:

- $t_u$  – Espessura da unidade de alvenaria;
- $h_u$  – Altura da unidade de alvenaria;
- $l_u$  – Comprimento da unidade de alvenaria;

- $t_s$  – Largura do provete;
- $h_s$  – Altura do provete;
- $l_s$  – Comprimento do provete.

Todo o cálculo de dimensionamento dos provetes de alvenaria ensaiados à compressão simples foram feitos de acordo com a tabela 4 que está presente na norma de ensaio NP EN 1052-1 2002 [39]. Através da consulta das tabelas 5, 6 e 7 é possível ver todo cálculo efectuado, assim como as dimensões finais obtidas para os diversos tipos de provetes.

Tabela 5 - Dimensionamento dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) para ensaio de compressão simples.

Dimensão da face do tijolo (30x20x11)		Dimensões do provete de alvenaria de tijolo (30x20x11)		
$l_u = 290\text{mm}$	$h_u = 189\text{mm}$	Comprimento $l_s = 600\text{mm}$	Altura $h_s = 600\text{mm}$	Espessura $t_s = 106\text{mm}$
$\leq 300$	$\leq 150$	$\geq (2 \times l_u)$ $= 580\text{mm}$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s = 318\text{mm e}$ $\leq 15 t_s = 1590\text{mm}$ $\text{e } \geq l_s = 600\text{mm}$
	$> 150$		$\geq 3 h_u = 567\text{mm}$	
$> 300$	$\leq 150$	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	

Tabela 6 - Dimensionamento dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) para ensaio de compressão simples.

Dimensão da face do tijolo (30x20x15)		Dimensões do provete de alvenaria de tijolo (30x20x15)		
$l_u = 290\text{mm}$	$h_u = 189\text{mm}$	Comprimento $l_s = 600\text{mm}$	Altura $h_s = 600\text{mm}$	Espessura $t_s = 146\text{mm}$
$\leq 300$	$\leq 150$	$\geq (2 \times l_u)$ $= 580\text{mm}$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s = 438\text{mm e}$ $\leq 15 t_s = 2190\text{mm}$ $\text{e } \geq l_s = 600\text{mm}$
	$> 150$		$\geq 3 h_u = 567\text{mm}$	
$> 300$	$\leq 150$	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	

Tabela 7 - Dimensionamento dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) para ensaio de compressão simples.

Dimensão da face do bloco de betão (40x19x31,5)		Dimensões do provete de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5)		
$l_u = 400\text{mm}$	$h_u = 190\text{mm}$	Comprimento $l_s = 800\text{mm}$	Altura $h_s = 1000\text{mm}$	Espessura $t_s = 315\text{mm}$
$\leq 300$	$\leq 150$	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s = 945\text{mm e}$ $\leq 15 t_s = 4725\text{mm}$ $e \geq l_s = 600\text{mm}$ $\geq t_u = 315\text{mm}$
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	
$> 300$	$\leq 150$	$\geq (1,5 \times l_u)$ $= 600\text{mm}$	$\geq 5 h_u$	
	$> 150$		$\geq 3 h_u = 570\text{mm}$	

Após o cálculo efetuado as dimensões a que se chegaram para os diferentes tipos de provete foram as seguintes:

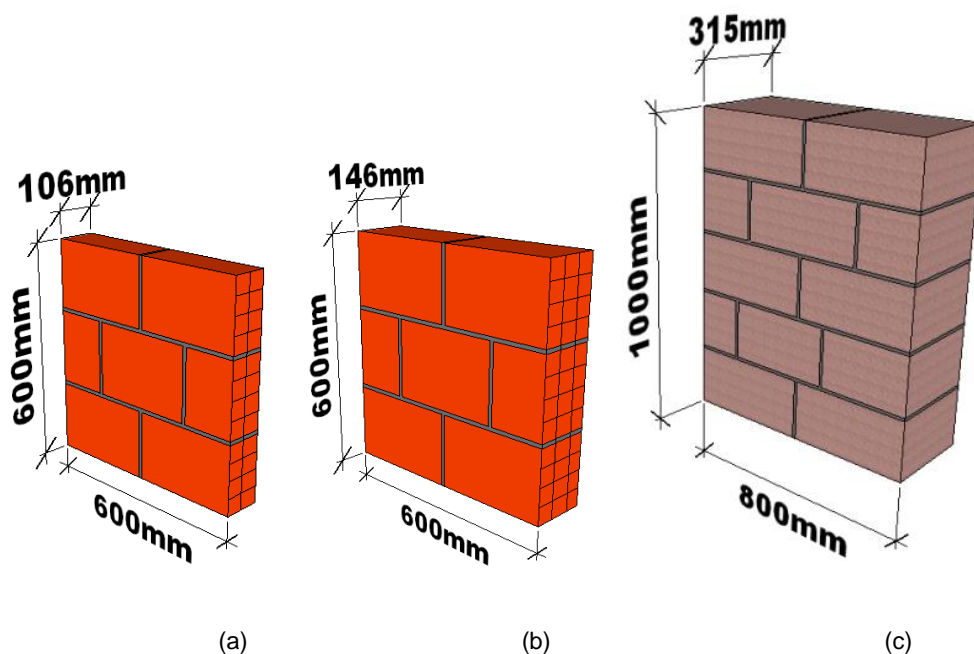


Fig. 24 - Dimensões dos provetes para o ensaio para determinação da resistência à compressão: (a) Provete em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provete em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provete em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).



Tabela 8 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à compressão simples.

Provetes de Alvenaria:	Tipo de Argamassa	Provetes Ensaçados	Data de Construção	Data de Ensaio	Período de Cura (dias)
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x11)</b>	Guimarães A "GA"	4	07-03-2016	19-05-2016	73
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b>	Casa Peixoto "CP"	4	09-03-2016	17-05-2016 18-05-2016	69 70
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b> (provetes "reaproveitados" de parede_inf03)	Guimarães B "GB"	4	18-11-2015	19-05-2016	183
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b> (provetes "reaproveitados" de parede_inf04)	Casa Peixoto "CP"	4	21-01-2016	23-05-2016	123
<b>Blocos de Betão (40x19x31,5)</b>	Lúcios "LC"	4	13-05-2016	28-07-2016 29-07-2016 01-08-2016	76 77 80

## 4.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO

Para além do material referido anteriormente como indispensável para a construção dos provetes, na realização deste ensaio foram ainda necessários os seguintes equipamentos:

- Aparelho de ensaio constituído por um atuador hidráulico;
- Equipamento para medição de deformações, ou seja transdutores de deslocamento designados por LVDT's (Linear Variable Displacement Transducers) com uma precisão de  $\pm 25 \times 10^{-6} m$ ;
- Dois computadores munidos de um programa designado por Labview, um para recolha e processamento de dados e o outro para controlo do atuador hidráulico.



Fig. 25 - Configuração do ensaio laboratorial de caracterização mecânica de alvenaria de tijolo à compressão simples. (parte anterior do provete).



A capacidade máxima dos atuadores hidráulicos usados neste ensaio é de 300 e 1500 kN. Devido a eventuais irregularidades associadas à construção dos provetes, decidiu-se instalar na célula de carga um sistema rotulado para este permitir uma eficaz acomodação entre a interface do atuador e o provete. Centrou-se o provete com o atuador de modo a evitar um carregamento excêntrico sobre a seção transversal do murete.

O equipamento de controlo do atuador hidráulico não possibilita o controlo da força como recomendado pela norma deste ensaio, que menciona que deve ocorrer um aumento progressivo da carga para que a rotura se dê entre os 15 e os 30 minutos após o início do carregamento. Como o equipamento tem capacidade de controlo dos deslocamentos, é assim garantida a condição anterior mas num formato inverso [9].

Segundo a norma relativa a este ensaio, a aplicação dos sensores de deslocamento deve ser feita no provete, como é exemplificado na Fig. 26.

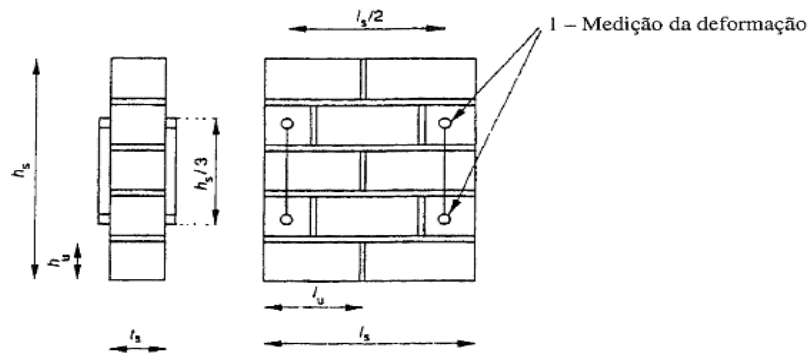


Fig. 26 - Regras de instalação dos sensores de deslocamento no provete segundo a norma NP EN 1052-1 2002.

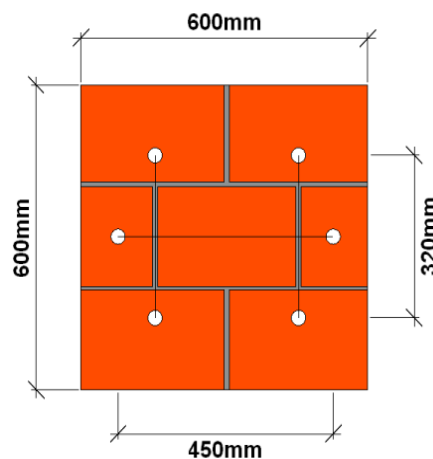


Fig. 27 - Esquema do posicionamento adotado para os LVDT's nos provetes em alvenaria de tijolo (30x20x11) e (30x20x15).

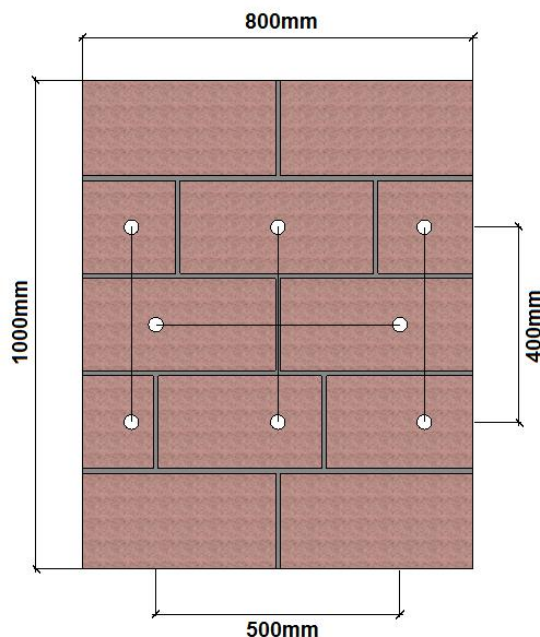


Fig. 28 - Esquema do posicionamento adotado para os LVDT's nos provetes em alvenaria de blocos de concreto leve (40x19x31,5).

#### 4.1.3. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Na realização deste ensaio para determinação da resistência à compressão efetuaram-se as seguintes etapas:

- Dimensionaram-se os provetes de acordo com o estipulado na norma;
- Após o dimensionamento, iniciou-se a sua construção e aguardou-se até à sua cura 28 dias;
- Construiu-se uma configuração específica na máquina de ensaio à compressão, de acordo com o estipulado na norma;
- Instalou-se cada provete na máquina de ensaio devidamente centrado com o atuador hidráulico;
- Colocaram-se os LVDT's sobre a face anterior e posterior, seguindo-se de um ajustamento da célula de carga ao provete;
- No decorrer do ensaio os LVDTs foram registando os deslocamentos obtidos devido à aplicação de uma carga no provete a uma velocidade de  $0,02 \text{ mm/s}$ , de forma a obter-se a rotura num intervalo de 15 a 30 minutos após o início de aplicação da carga;
- Foi feito registo fotográfico da fissuração apresentada por cada provete ao longo do ensaio, assim como da sua rotura.

#### 4.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Para cada ensaio, começou-se por registar as seguintes medições:

- Dimensão da secção do murete sujeita à carga com exatidão de  $\pm 1 \text{ mm}$ ;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deformações;
- Carga máxima,  $F_{l,máx}$ , com arredondamento a 10 N;
- Intervalo de tempo desde o instante inicial em que é aplicada a carga até ao instante em que se atinge a carga máxima;
- Deslocamentos verticais relativos entre os quatros pontos considerados.

Para calcular a resistência à compressão,  $f_i$ , de cada um dos provetes de alvenaria, usa-se a seguinte fórmula, com um arredondamento de 0,1 ( $N/mm^2$ ):

$$f_i = \frac{F_{i,máx}}{A_i} \quad (4.16)$$

em que:

- $F_{i,máx}$  – É a carga máxima aplicada [ $N$ ];
- $A_i$  – Secção do provete, ( $l_s \times t_s$ ), sujeita à carga, em que  $l_s$  e  $t_s$  correspondem, respetivamente, ao comprimento e espessura do provete, sendo  $A_i$  apresentada em [ $mm^2$ ].

O cálculo da resistência característica dos provetes de alvenaria,  $f_k$ , baseia-se na equação 4.17 sendo o menor dos valores obtidos.

$$f_k \leq \frac{f_m}{1,2} \quad \text{ou} \quad f_k \leq f_{i,mín} \quad (4.17)$$

em que:

- $f_m$  – Resistência à compressão média dos provetes [ $N/mm^2$ ];
- $f_{i,mín}$  – Valor mínimo de resistência à compressão por um provete [ $N/mm^2$ ].

O cálculo da extensão,  $\varepsilon_j$ , é determinado pela equação (4.18).

$$\varepsilon_j = \frac{d_j}{h_{dj}} \quad (4.18)$$

em que:

- $d_j$  – Valor do deslocamento medido pelo LVDT j, para um terço da tensão máxima [ $mm$ ];
- $h_j$  – Valor do comprimento medido entre dois pontos de fixação do mesmo transdutor [ $mm$ ].

O cálculo da média de extensões,  $\varepsilon_i$ , é determinado pela equação (4.19).

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad (4.19)$$

em que:

- $\varepsilon_{jmi}$  – Valor da média aritmética das extensões,  $\varepsilon_j$ , obtidas pelos 4 transdutores.

O módulo de elasticidade,  $E_i$ , é calculado como módulo de elasticidade secante e é determinado a partir das extensões,  $\varepsilon_i$ , com arredondamento de 100 ( $N/mm^2$ ).

$$E_i = \frac{F_{i,máx}}{3 \times \varepsilon_i \times A_i} \quad (4.20)$$

Apesar de não ser exigido pela norma deste ensaio, foram colocados LVDT's paralelamente às juntas de assentamento dos provetes e assim foi possível determinar o coeficiente de Poisson para  $\frac{1}{3}F_{m\acute{a}x}$ . Para obter-se mais um termo de comparação com os módulos de elasticidade determinados segundo a norma NP EN 1052-2002 [39], foram traçados gráficos de tensões *versus* extensões, obtendo-se assim o módulo de elasticidade secante,  $E_i$ , para cada provete, para uma tensão entre  $\frac{1}{10}$  e  $\frac{1}{3}$  da tensão máxima atingida, e para as extensões médias correspondentes a estas tensões. Traçaram-se regressões lineares nos gráficos de tensão-extensão no referido intervalo, cujos declives correspondem aos módulos de elasticidade,  $E_i$  [9].

#### 4.1.5. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS

Com o intuito de se determinar a resistência à compressão dos vários provetes ensaiados procedeu-se à aplicação de um ciclo de carga até à rotura de cada provete [39]. O controlo deste procedimento foi feito através da instrumentação já descrita anteriormente, o que possibilitou a realização de diagramas de tensão *versus* extensão apresentados desde a Fig. 29 à Fig. 34.

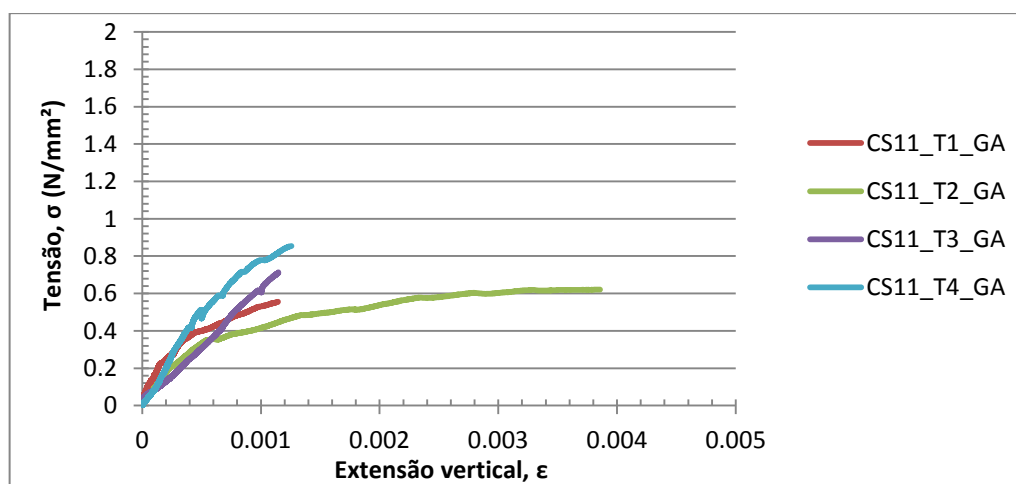


Fig. 29 - Diagrama de tensões *versus* média das extensões verticais nos provetes "CS11".

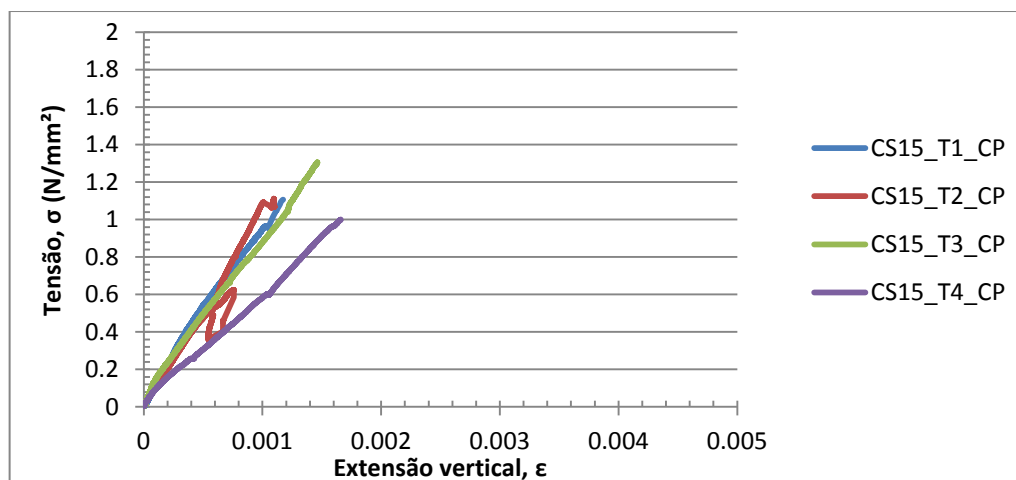
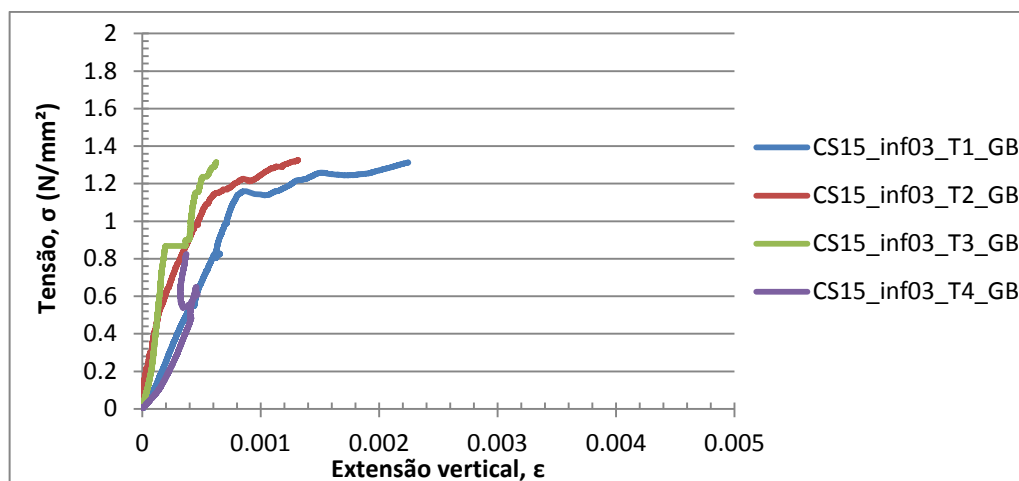
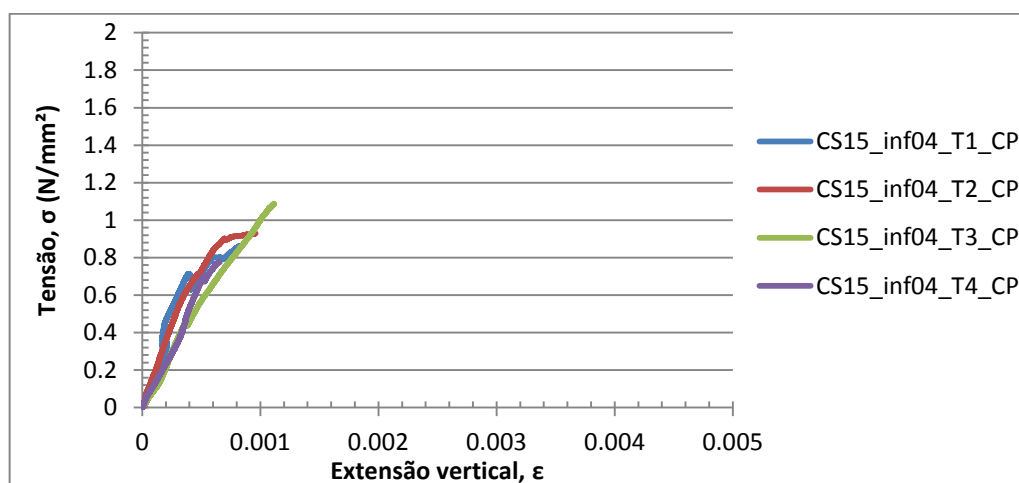
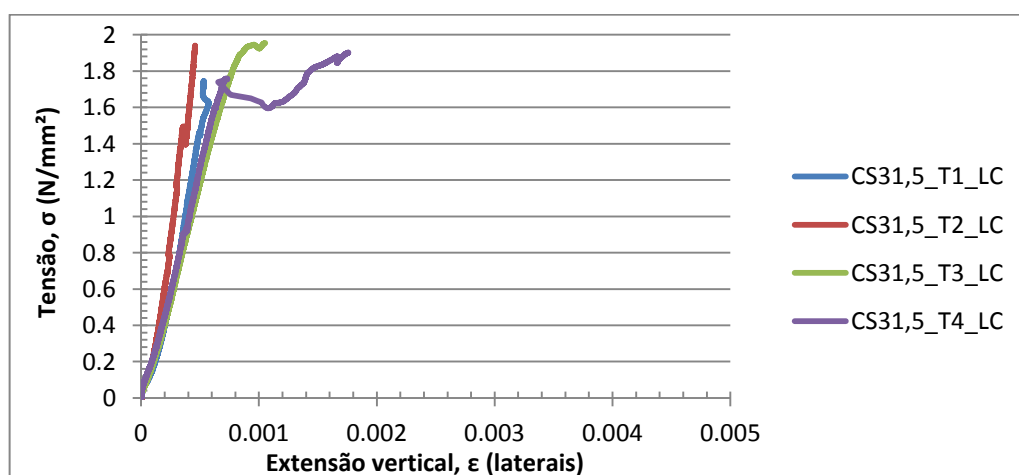


Fig. 30 - Diagrama de tensões *versus* média das extensões verticais nos provetes "CS15".

Fig. 31 - Diagrama de tensões *versus* média das extensões verticais nos provetes "CS15\_inf03".Fig. 32 - Diagrama de tensões *versus* média das extensões verticais nos provetes "CS15\_inf04".Fig. 33 - Diagrama de tensões *versus* média das extensões verticais laterais nos provetes "CS31,5".

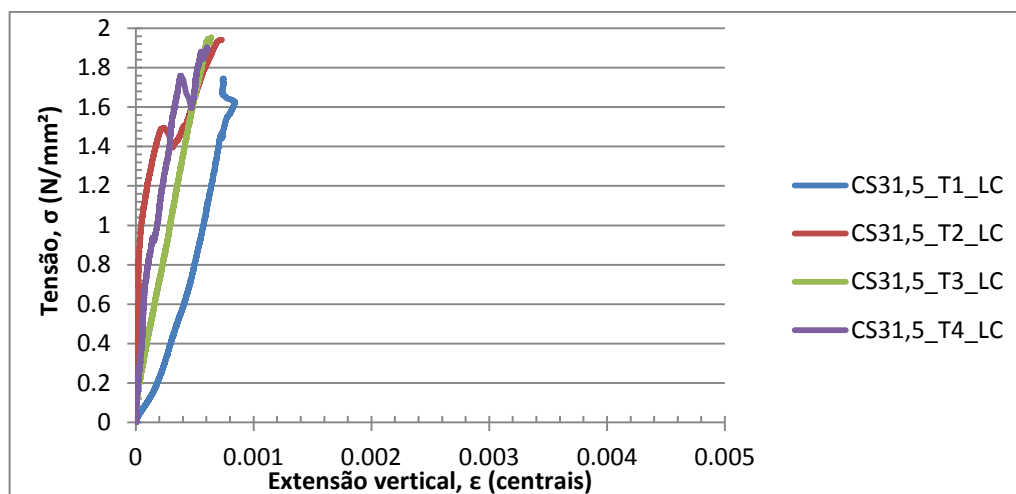


Fig. 34 - Diagrama de tensões versus média das extensões verticais centrais nos provetes "CS31,5".

Em cada gráfico é possível observar a tensão máxima atingida por cada provete correspondendo à sua rotura global. Ao longo da aplicação de carga no provete e antes de este atingir a rotura global, é possível verificarem-se pequenas quebras de força, associadas à abertura de fissuras e roturas a nível local. Após estas quebras de força, sucede-se um rearranjo dos locais fragmentados, o que leva a um novo ganho de rigidez, resistindo mais à sollicitação até se dar a rotura global do provete [9].

#### 4.1.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Na tabela 9 são apresentados os valores resultantes do ensaio de resistência à compressão para cada provete ensaiado. São ainda apresentadas as características geométricas de cada provete, assim como a força máxima de rotura,  $F_{m\acute{a}x}$ , e a correspondente tensão de rotura,  $f_{m\acute{a}x}$ .

Tabela 9 - Resistência à compressão dos provetes "CS11", "CS15", "CS15\_inf03", "CS15\_inf04" e "CS31,5".

Provete	$l_s$ (mm)	$h_s$ (mm)	$t_s$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	$F_{m\acute{a}x}$ (N)	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$f_{m\acute{e}d}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	COV (%)	$f_k$ (MPa)
CS11_T1_GA	600	600	110	66000	36706,63	0,56	0,7	0,1	18,8	0,6
CS11_T2_GA					41032,78	0,62				
CS11_T3_GA					47067,51	0,71				
CS11_T4_GA					56346,86	0,85				
CS15_T1_CP	600	600	150	90000	99527,99	1,11	1,1	0,1	11,3	0,9
CS15_T2_CP					100079,83	1,11				
CS15_T3_CP					117576,42	1,31				
CS15_T4_CP					89979,01	1,00				
CS15_inf03_T1_GB	600	600	150	90000	118132,99	1,31	1,2	0,2	20,6	0,8
CS15_inf03_T2_GB					119207,23	1,32				
CS15_inf03_T3_GB					118293,40	1,31				
CS15_inf03_T4_GB					74336,82	0,83				

CS15_inf04_T1_CP					77617,89	0,86				
CS15_inf04_T2_CP	600	600	150	90000	83616,17	0,93	0,9	0,1	14,4	0,8
CS15_inf04_T3_CP					97865,72	1,09				
CS15_inf04_T4_CP					69930,47	0,78				
CS31,5_T1_LC					439886,48	1,75				
CS31,5_T2_LC	800	1000	315	252000	489129,64	1,94	1,9	0,1	5,1	1,6
CS31,5_T3_LC					492626,95	1,95				
CS31,5_T4_LC					479296,88	1,90				

Através dos dados obtidos no ensaio de compressão simples, foi possível determinar o módulo de elasticidade com base na carga de rotura,  $F_{m\acute{a}x}$ , e na extensão média,  $\varepsilon_m$ , correspondente a um terço da carga máxima.

Tabela 10 - Módulo de elasticidade (a partir dos valores obtidos pelos transdutores de deslocamento verticais) para os provetes “CS11”, “CS15”, “CS15\_inf03”, “CS15\_inf04” e “CS31,5”.

Provetes	$\frac{1}{3} F_{m\acute{a}x} (N)$	$\varepsilon_1 (x10^{-3})$	$\varepsilon_2 (x10^{-3})$	$\varepsilon_3 (x10^{-3})$	$\varepsilon_4 (x10^{-3})$	$\varepsilon_m (x10^{-3})$	E (MPa)	E <sub>regressão linear</sub> (MPa)
CS11_T1_GA	12235,54	0,411	0,099	0,056	0,076	0,161	1154,8	1100,8
CS11_T2_GA	13677,59	0,488	0,525	0,103	0,045	0,290	714,3	848,19
CS11_T3_GA	15689,17	0,232	0,063	0,687	1129	0,528	450,5	541,31
CS11_T4_GA	18782,29	0,457	0,575	0,001	0,003	0,259	1098,3	1263,3
Média							854,5	938,4
Desvio padrão (MPa)							332,9	315,0
Coefficiente de variação (%)							39,0	33,6
CS15_T1_CP	33176,00	0,03	0,06	0,69	0,50	0,32	1147,1	1190,7
CS15_T2_CP	33359,94	0,65	0,00	0,40	0,44	0,37	996,2	990,6
CS15_T3_CP	39192,14	0,63	0,22	0,22	0,64	0,43	1017,6	872,4
CS15_T4_CP	29993,00	0,80	0,67	0,12	0,62	0,55	606,6	510,1
Média							941,9	890,9
Desvio padrão (MPa)							233,3	285,9
Coefficiente de variação (%)							24,8	32,1
CS15_inf03_T1_GB	39377,66	0,681	0,530	0,002	0,071	0,321	1362,4	1538,6
CS15_inf03_T2_GB	39735,74	0,086	0,013	0,394	0,003	0,124	3555,1	2719,4
CS15_inf03_T3_GB	39431,13	0,268	0,211	0,000	0,001	0,120	3648,8	4719,8
CS15_inf03_T4_GB	24778,94	0,628	0,454	0,091	0,040	0,303	908,3	1179,1
Média							2368,6	2539,2
Desvio padrão (MPa)							1436,6	1595,7
Coefficiente de variação (%)							60,7	62,8

CS15_inf04_T1_CP	25872,63	0,513	0,283	0,000	0,001	0,199	1442,2	1851,2
CS15_inf04_T2_CP	27872,06	0,449	0,237	0,000	0,004	0,172	1796,3	1728,3
CS15_inf04_T3_CP	32621,91	0,478	0,692	0,006	0,020	0,299	1211,4	1497,9
CS15_inf04_T4_CP	23310,16	0,229	0,236	0,225	0,210	0,225	1152,4	1079,7
<b>Média</b>							1400,6	1539,3
<b>Desvio padrão (MPa)</b>							291,9	339,6
<b>Coefficiente de variação (%)</b>							20,8	22,1
CS31,5_T1_LC	146628,83	0,002	0,245	0,416	0,386	0,262	2220,3	2722,0
CS31,5_T2_LC	163043,21	0,001	0,512	0,328	0,218	0,265	2442,7	3887,1
CS31,5_T3_LC	164208,98	0,301	0,275	0,454	0,156	0,296	2198,6	2369,5
CS31,5_T4_LC	159765,63	0,326	0,244	0,208	0,298	0,269	2355,9	2418,5
<b>Média</b>							2304,4	2849,3
<b>Desvio padrão (MPa)</b>							115,5	709,2
<b>Coefficiente de variação (%)</b>							5,0	24,9

No murete CS31,5\_T2\_LC, ocorreu uma deficiente contabilização dos deslocamentos (centrais) por parte dos LVDT's o que fez invalidar os resultados obtidos para este provete. Por questões de fiabilidade dos resultados apresentados, retirou-se este provete da respetiva síntese estatística (Tabela 11).

Tabela 11 - Módulo de elasticidade (a partir dos valores obtidos pelos transdutores de deslocamento verticais centrais) para os provetes "CS31,5".

Provetes	$\frac{1}{3} F_{\text{máx}} \text{ (N)}$	$\varepsilon_5 \text{ (x10}^{-3}\text{)}$	$\varepsilon_6 \text{ (x10}^{-3}\text{)}$	$\varepsilon_m \text{ (x10}^{-3}\text{)}$	E (N/mm <sup>2</sup> )	Eregressão linear (N/mm <sup>2</sup> )
CS31,5_T1_LC	146628,83	0,440	0,377	0,404	1495,5	1808,8
CS31,5_T2_LC	-	-	-	-	-	-
CS31,5_T3_LC	164208,98	0,237	0,115	0,176	3699,7	3088,0
CS31,5_T4_LC	159765,63	0,139	0,001	0,070	9050,2	8459,1
<b>Média</b>					4748,5	4452,0
<b>Desvio padrão (N/mm<sup>2</sup>)</b>					3885,0	3528,7
<b>Coefficiente de variação (%)</b>					81,8	79,3

Traçaram-se regressões lineares nos gráficos de tensão-extensão para uma tensão entre  $\frac{1}{10}$  e  $\frac{1}{3}$  da tensão máxima atingida, e para as extensões médias correspondentes a estas tensões, cujos declives correspondem aos módulos de elasticidade,  $E_i$  [9].



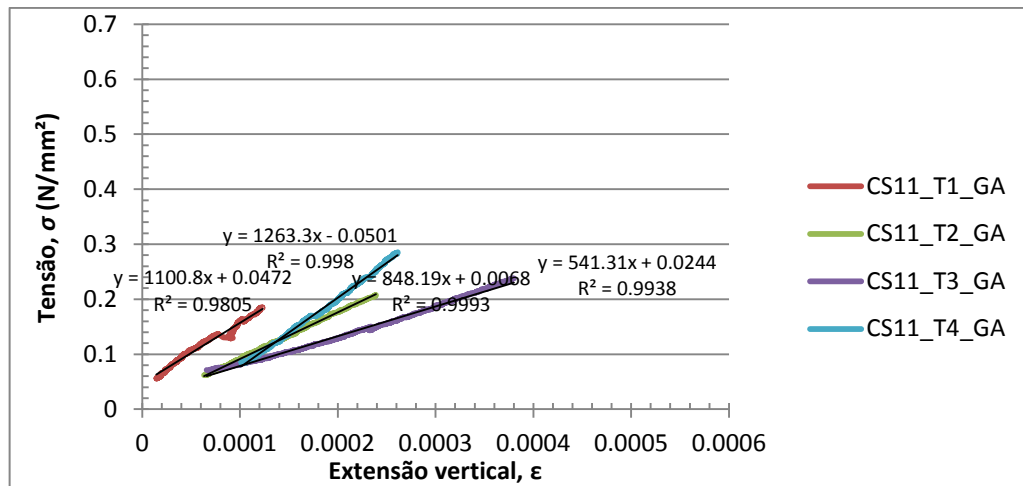


Fig. 35 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes "CS11".

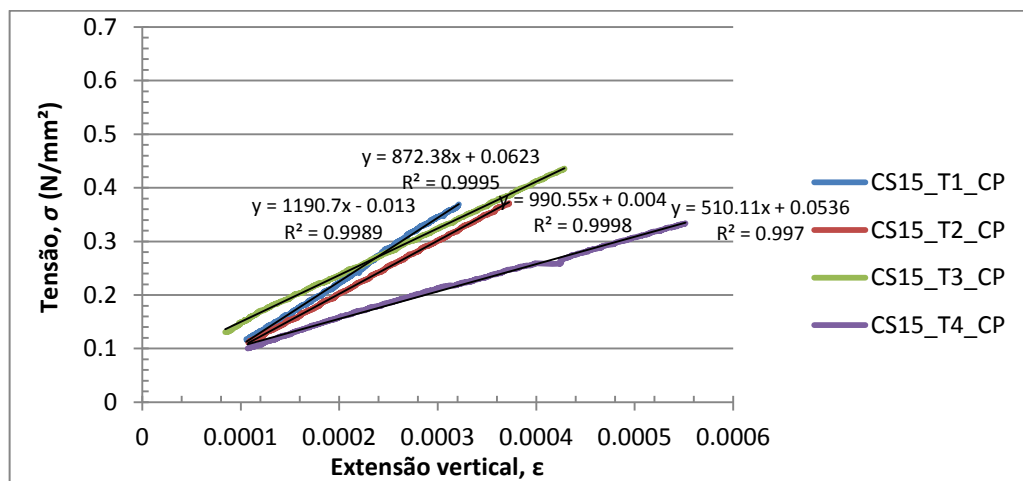


Fig. 36 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes "CS15".

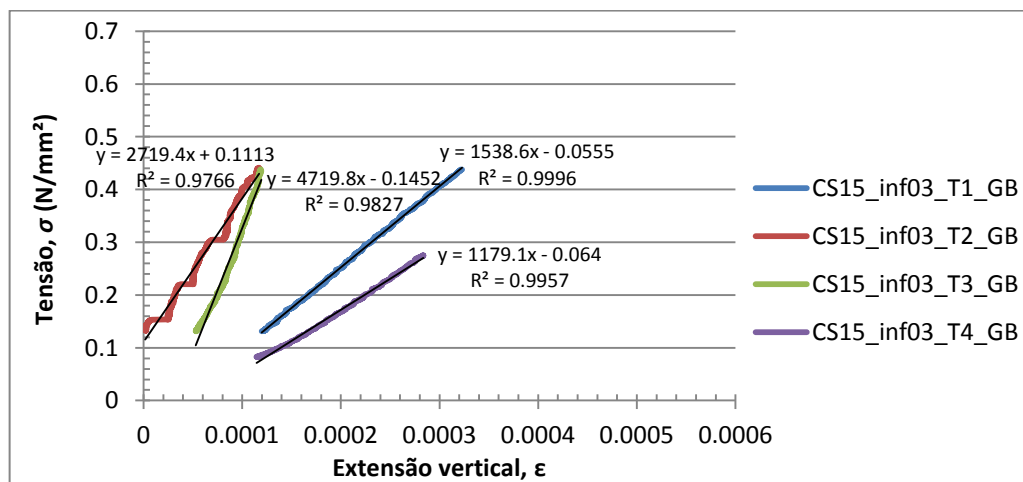


Fig. 37 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes "CS15\_inf03".

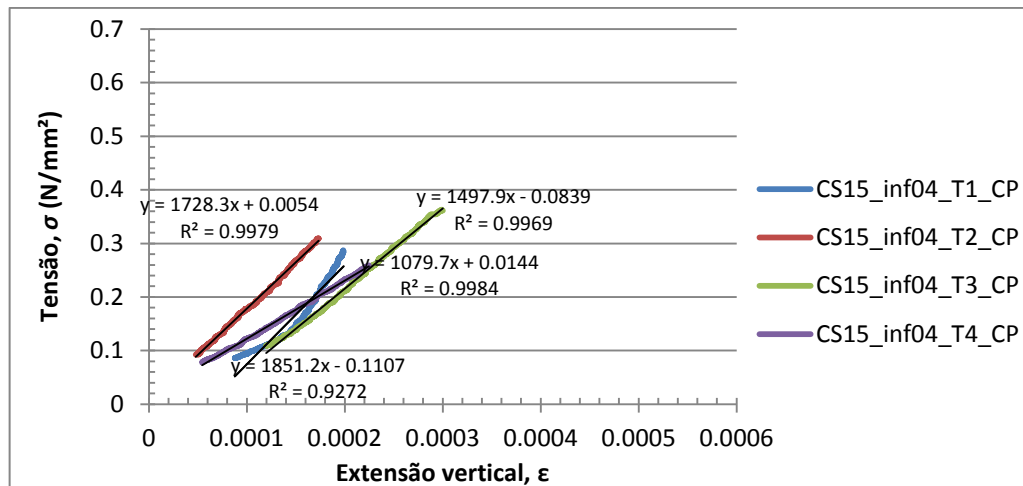


Fig. 38 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear para os provetes "CS15\_inf04".

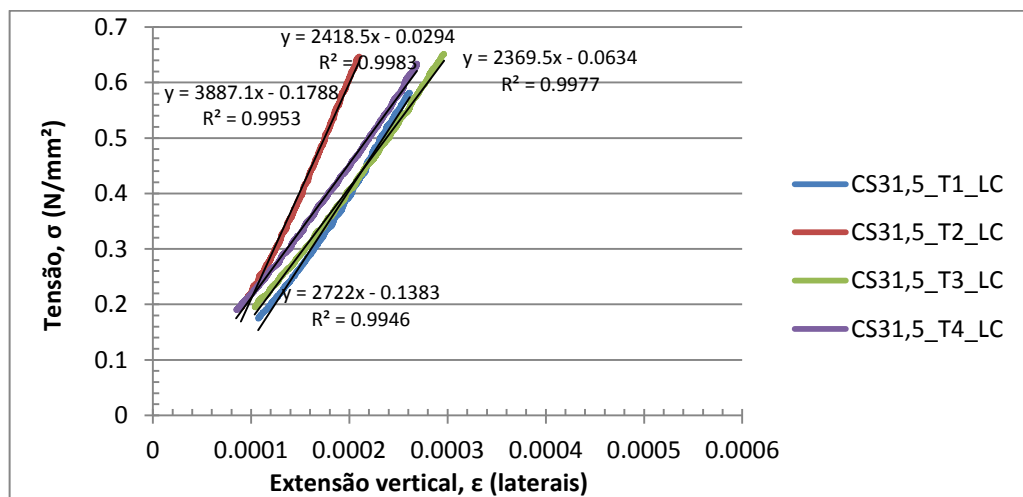


Fig. 39 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da zona lateral dos provetes "CS31,5".

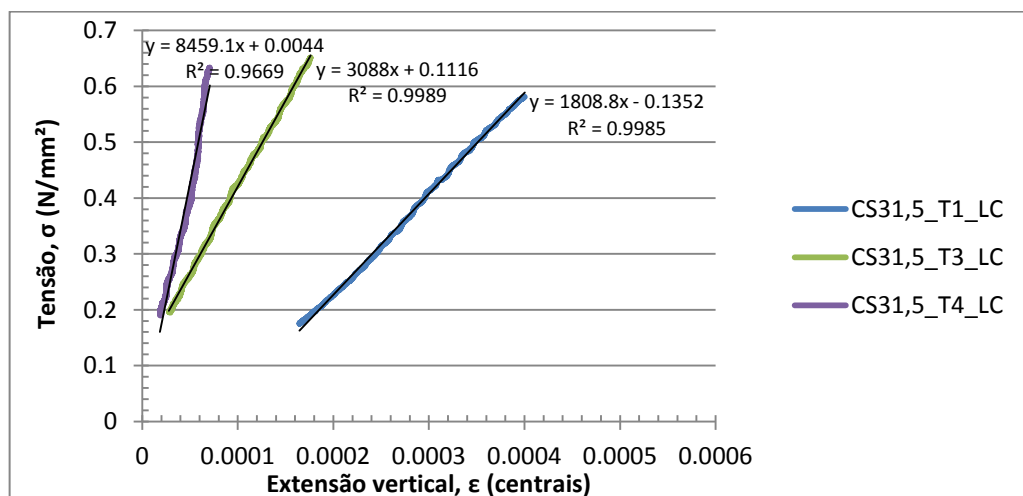


Fig. 40 - Determinação do módulo de elasticidade por regressão linear da zona central dos provetes "CS31,5".

Com a introdução de transdutores horizontais nos provetes ensaiados foi possível calcular as deformações para um terço da carga máxima obtida, sendo possível desta forma obter-se o coeficiente de Poisson dos vários provetes ensaiados. Na tabela 12 apresenta-se os coeficientes de Poisson obtidos.

Tabela 12 - Determinação do coeficiente de Poisson para os provetes "CS11", "CS15", "CS15\_inf03", "CS15\_inf04" e "CS31,5".

Proвете	$\varepsilon_5$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\varepsilon_6$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\varepsilon_m$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\nu$	$\nu_{\text{méd}}$	Desvio padrão	COV (%)
CS11_T1_GA	0,0006	0,0118	0,0062	0,0384	0,0167	0,0166	99,46
CS11_T2_GA	0,0024	0,0011	0,0018	0,0061			
CS11_T3_GA	0,0002	0,0015	0,0008	0,0016			
CS11_T4_GA	0,0104	0,0004	0,0054	0,0207			
CS15_T1_CP	0,0002	0,0118	0,0060	0,0186	0,0111	0,0100	90,10
CS15_T2_CP	0,0004	0,0022	0,0013	0,0035			
CS15_T3_CP	0,0011	0,0002	0,0006	0,0015			
CS15_T4_CP	0,0009	0,0221	0,0115	0,0209			
CS15_inf03_T1_GB	0,000556	0,000560	0,0006	0,0017	0,0285	0,0343	120,26
CS15_inf03_T2_GB	0,003151	0,005793	0,0045	0,0360			
CS15_inf03_T3_GB	0,000556	0,000000	0,0003	0,0023			
CS15_inf03_T4_GB	0,044662	0,000191	0,0224	0,0740			
CS15_inf04_T1_CP	0,002409	0,002056	0,0022	0,0112	0,0063	0,0042	65,90
CS15_inf04_T2_CP	0,000371	0,000747	0,0006	0,0032			
CS15_inf04_T3_CP	0,000556	0,000936	0,0007	0,0025			
CS15_inf04_T4_CP	0,001298	0,002489	0,0019	0,0084			
CS31,5_T1_LC	0,012168	0,006692	0,0094	0,0360	0,0122	0,0159	130,31
CS31,5_T2_LC	0,000478	0,001510	0,0010	0,0038			
CS31,5_T3_LC	0,000478	0,003454	0,0020	0,0066			
CS31,5_T4_LC	0,000716	0,000648	0,0007	0,0025			

De seguida apresenta-se uma tabela síntese (tabela 13) de todos os parâmetros determinados no ensaio para determinação da resistência à compressão, onde é possível comparar a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos vários parâmetros para os diferentes tipos de provetes estudados.

Tabela 13 - Análise das propriedades mecânicas estudadas no ensaio de compressão simples.

Tipo de Proвете	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (ensaio de rotura) (MPa)	Módulo de Elasticidade (regressão linear) (MPa)	Coeficiente de Poisson (ensaio de rotura)
<b>CS11_GA</b>	Média:	0,7	854,5	0,0167
	Desvio Padrão:	0,1	332,9	0,0166
	Coeficiente de Variação (%):	18,8	39,0	33,6
				99,5

<b>CS15_CP</b>	Média:	1,1	941,9	890,9	0,0111
	Desvio Padrão:	0,1	233,3	285,9	0,0100
	Coeficiente de Variação (%):	11,3	24,8	32,1	90,1
<b>CS15_inf03_GB</b>	Média:	1,2	2368,6	2539,2	0,0285
	Desvio Padrão:	0,2	1436,6	1595,7	0,0343
	Coeficiente de Variação (%):	20,6	60,7	62,8	120,3
<b>CS15_inf04_CP</b>	Média:	0,9	1400,6	1539,3	0,0063
	Desvio Padrão:	0,1	291,9	339,6	0,0042
	Coeficiente de Variação (%):	14,4	20,8	22,1	65,9
<b>CS31,5_LC</b>	Média:	1,9	2304,4	2849,3	0,0122
	Desvio Padrão:	0,1	115,5	709,2	0,0159
	Coeficiente de Variação (%):	5,1	5,0	24,9	130,31

Tal como era suposto, os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) foram os que obtiveram maior resistência à compressão, seguidos dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) e por fim com a menor das resistências os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11).

Por análise da tabela 13, conclui-se que a alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) apresenta uma resistência à compressão 1,6 vezes superior à alvenaria de tijolo (30x20x15) proveniente da parede inf03, 1,7 vezes superior à alvenaria de tijolo (30x20x15) construída para a campanha experimental deste trabalho, 2,1 vezes superior à alvenaria de tijolo (30x20x15) proveniente da parede inf04 e 2,7 vezes superior á alvenaria de tijolo (30x20x11). Fazendo uma análise mais específica sobre as alvenarias de tijolo cerâmico, conclui-se que as alvenarias de tijolo (30x20x15) ultrapassam em média 1,6 vezes a resistência à compressão das alvenarias de tijolo (30x20x11). Relativamente às diferentes proveniências das alvenarias de tijolo (30x20x15) conclui-se que o dano prévio apresentado pelas alvenarias é mais preponderante para a sua capacidade resistente do que o facto destas já terem experimentado solicitações de carga, facto comprovado pelos provetes provenientes da parede inf03 terem apresentado a resistência mais elevada e os provetes da parede inf04 terem apresentado a menor das resistências. Assim a alvenaria que nunca tinha estado sujeita a nenhum tipo de carregamento, até ao momento desta campanha experimental, com um valor de resistência intermédio ao provetes da parede inf03 e inf04.

Os módulos de elasticidade obtidos vão de encontro ao expectável pois o seu valor aumenta de forma proporcional ao aumento de resistência à compressão dos diferentes tipos de provete. É ainda de salientar que os módulos de elasticidade dos provetes das paredes inf03 e inf04 foram mais elevados face aos restantes provetes de igual espessura e isto deveu-se ao facto dos provetes provindos destas duas paredes terem um maior preenchimento das juntas verticais com argamassa.

Apesar de também se terem contabilizado os deslocamentos horizontais e assim ter sido possível determinar o coeficiente de poisson dos diferentes tipos de provete são poucas as conclusões que se pode fazer, pois os elevados coeficientes de variação obtidos de certa forma invalidam a fiabilidade dos resultados estudados.

#### 4.1.7. REGISTO FOTOGRÁFICO DO DANO FINAL

No murete (CS11\_T1\_GA), Fig. 41, a rotura final deu-se pelos septos da fiada de tijolos do topo do provete.



Fig. 41 - Dano final provocado no provete (CS11\_T1\_GA).

No murete (CS11\_T2\_GA), Fig. 42, a rotura ocorreu de forma análoga à do primeiro provete ensaiado, localizando-se no lado direito do provete .



Fig. 42 - Dano final provocado no provete (CS11\_T2\_GA).

No murete (CS11\_T3\_GA), Fig. 43, a rotura ocorreu com o colapso geral das unidades de alvenaria do topo do provete.

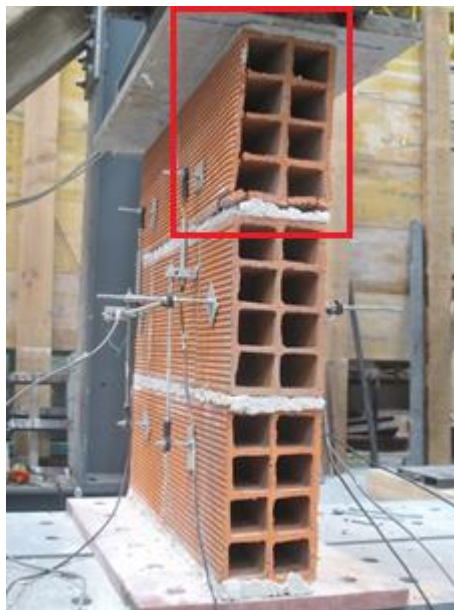


Fig. 43 - Dano final provocado no provete (CS11\_T3\_GA).

A rotura do provete (CS11\_T4\_GA), Fig. 44, originou-se na fiada de tijolo do topo do murete ocorrendo colapso de fragmentos de tijolo para fora do plano.



Fig. 44 - Dano final provocado no provete (CS11\_T4\_GA).

A rotura do murete (CS15\_T1\_CP), Fig. 45, foi semelhante à do provete (CS11\_T1\_GA).



Fig. 45 - Dano final provocado no provete (CS15\_T1\_CP).

No provete (CS15\_T2\_CP), Fig. 46, a rotura deu-se de um modo um pouco diferente à dos restantes provetes de tijolo (30x20x11), ocorrendo rotura nos tijolos da base do murete e ainda destacamento de partes de tijolo do topo do murete.



Fig. 46 - Dano final provocado no provete (CS15\_T2\_CP).



No murete (CS15\_T3\_CP), Fig. 47, ocorreu uma rotura localizada na base do murete por esmagamento levando à desintegração de alguns septos.



Fig. 47 - Dano final provocado no provete (CS15\_T3\_CP).

Neste murete (CS15\_T4\_CP), Fig 48, a rotura deu-se de forma semelhante à do murete (CS15\_T3\_CP).



Fig. 48 - Dano final provocado no provete (CS15\_T4\_CP).



No murete (CS15\_inf03\_T1\_GB), Fig. 49, a rotura deu-se com a fragmentação total da zona esquerda central do provete, seguindo-se rotação do provete em torno da zona fragmentada.



Fig. 49 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf03\_T1\_GB).

No murete (CS15\_inf03\_T2\_GB), Fig. 50, a rotura deflagrou com o colapso para fora do plano de partes de tijolo da fiada central do murete.

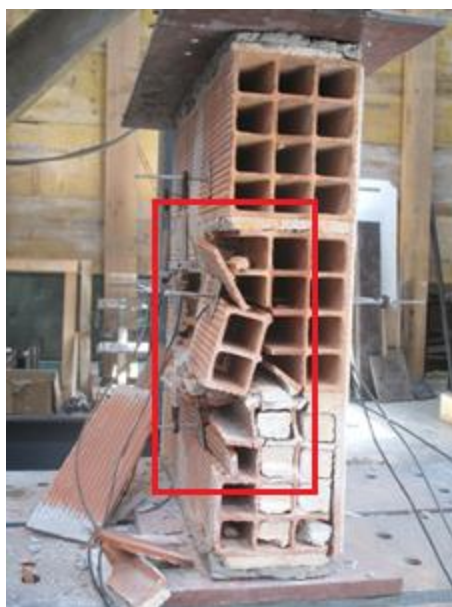


Fig. 50 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf03\_T2\_GB).

A rotura do murete (CS15\_inf03\_T3\_GB), Fig. 51, foi semelhante à ocorrida no murete (CS15\_inf03\_T1\_GB).



Fig. 51 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf03\_T3\_GB).

No provete (CS15\_inf03\_T4\_GB), Fig. 52, a rotura deu-se pela fiada de topo do provete ocorrendo destacamento de parte dos septos do tijolo dessa fiada.

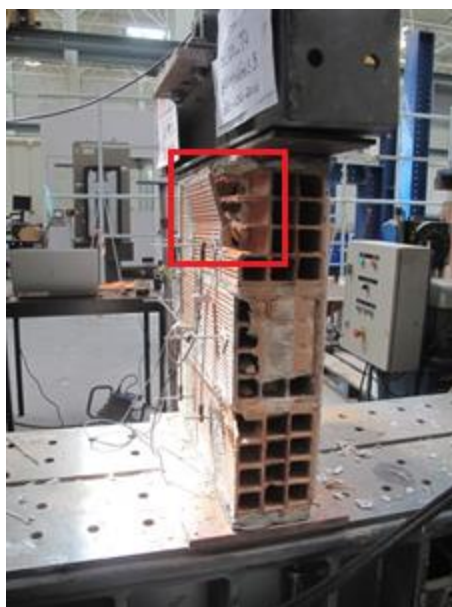


Fig. 52 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf03\_T4\_GB).

A rotura no murete (CS15\_inf04\_T1\_CP), Fig. 53, deu-se na base do murete pelo destacamento de alguns septos do tijolo.



Fig. 53 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf04\_T1\_CP).

A rotura no murete (CS15\_inf04\_T2\_CP), Fig. 54, deu-se na base do murete pelo destacamento total dos septos do tijolo.

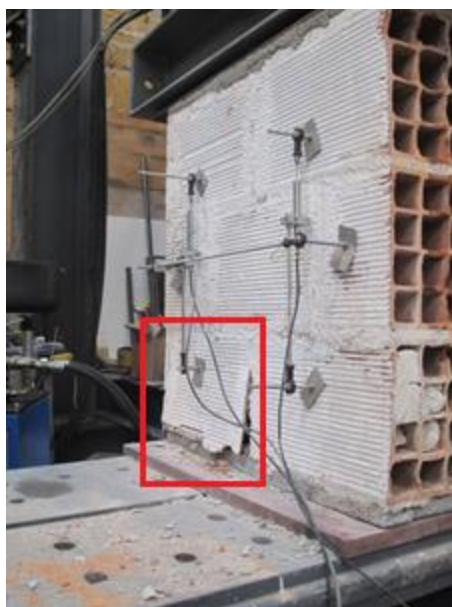


Fig. 54 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf04\_T2\_CP).

A ruptura do murete (CS15\_inf04\_T3\_CP), Fig. 55, deu-se pelos septos da base do murete.



Fig. 55 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf04\_T3\_CP).

No murete (CS15\_inf03\_T4\_CP), Fig. 56, a ruptura ocorreu pelos septos dos tijolos da base do murete.

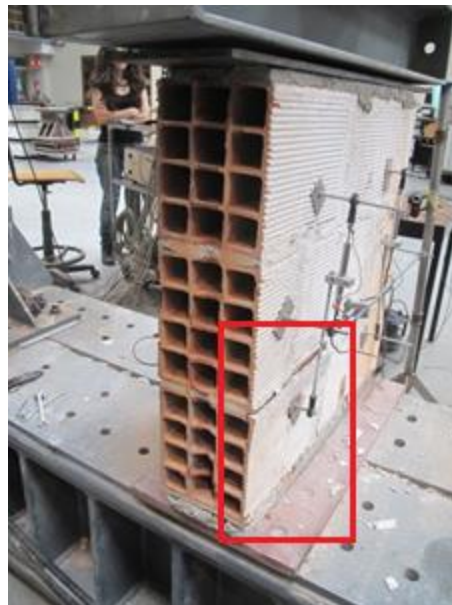


Fig. 56 - Dano final provocado no provete (CS15\_inf04\_T4\_CP).



A rotura no murete (CS31,5\_T1\_LC), Fig. 57, foi reduzida como é possível identificar na figura 63, concluiu-se que o facto de o murete não estar pintado de branco contribuiu para que a perceção de dano fosse ainda menor, situação essa corrigida para os restantes muretes ensaiados. No entanto é ainda possível identificar pequenas fissuras na zona do topo do provete, numa das juntas verticais de argamassa e esmagamento de um bloco da base do provete.

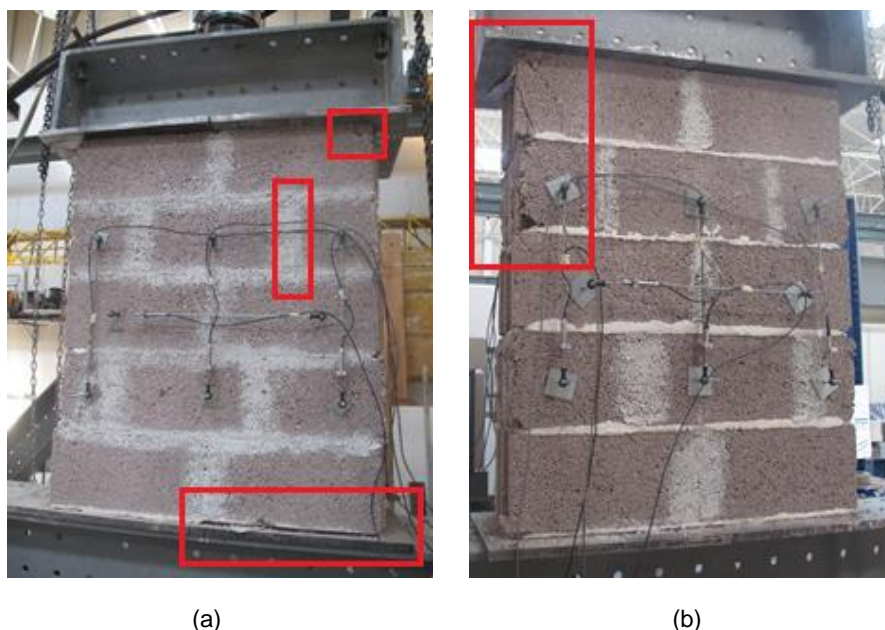


Fig. 57 - Dano final provocado no provete (CS31,5\_T1\_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respetivamente.

Na parte anterior do murete (CS31,5\_T2\_LC), Fig. 58, a rotura concentrou-se essencialmente na fiada de blocos do topo do murete sendo que na parte posterior surgiu uma fissura na zona superior do provete que atravessou duas fiadas de blocos.

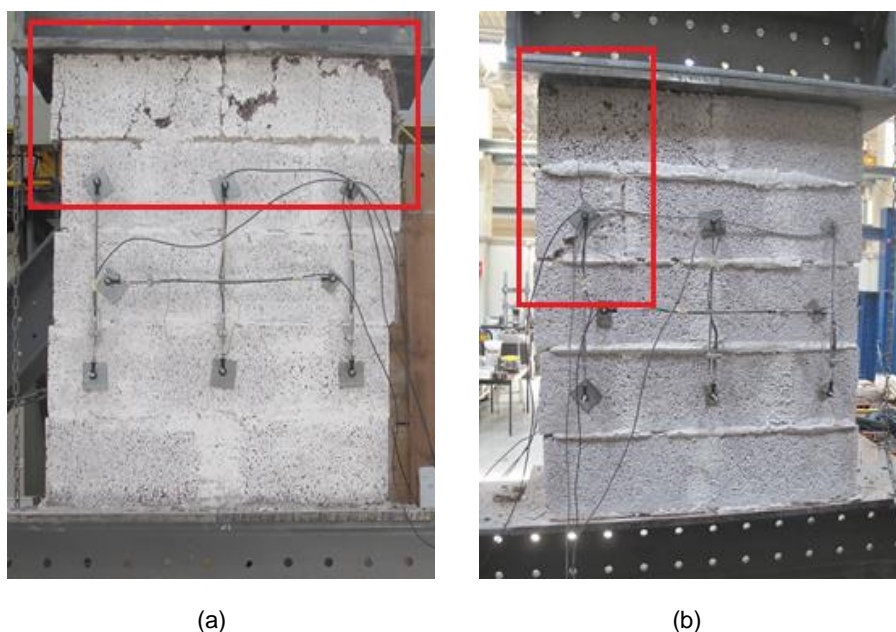


Fig. 58 - Dano final provocado no provete (CS31,5\_T2\_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respetivamente.

Apesar do murete (CS31,5\_T3\_LC), Fig. 59, estar pintado, os danos provocados na sua parte anterior foram imperceptíveis visualmente, detetando-se apenas na sua parte posterior, em duas fiadas de bloco localizadas na base do murete.

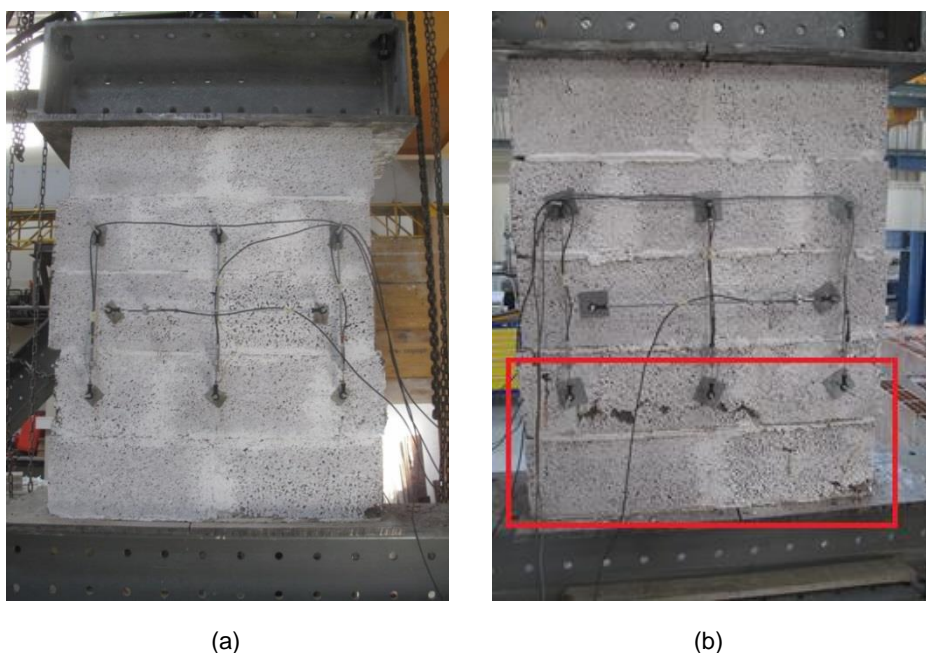


Fig. 59 - Dano final provocado no provete (CS31,5\_T3\_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respetivamente.

No murete (CS31,5\_T4\_LC), Fig. 60, a rotura localizou-se na zona superior do provete, sendo que na parte anterior visualizaram-se duas fissuras que atravessavam duas fiadas de blocos, e na parte posterior do provete ocorreu uma fissura num bloco e esmagamento de uma junta horizontal de argamassa.

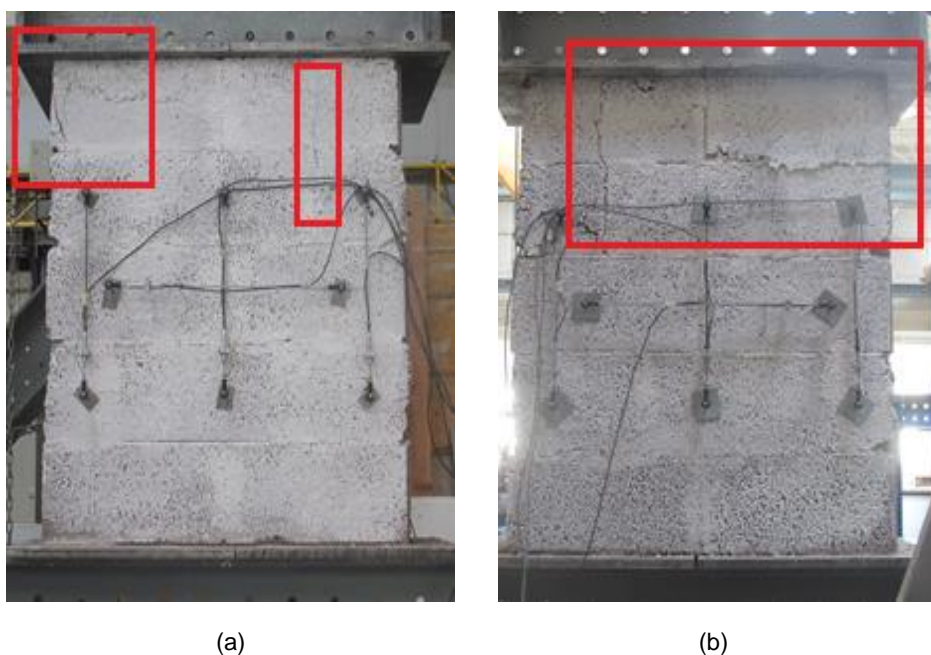


Fig. 60 - Dano final provocado no provete (CS31,5\_T4\_LC): (a) e (b) Parte anterior e posterior do provete respetivamente.

## 5

## DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM COMPRESSÃO DIAGONAL

### 5.1. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAGONAL

No presente subcapítulo faz-se a descrição do procedimento experimental assim como, de todos os cálculos necessários à determinação da resistência à tração por compressão diagonal de vários muretes de alvenaria. Este ensaio, seguiu os princípios indicados na norma de ensaio ASTM E 519-02 [40]. O ensaio de resistência à tração por compressão diagonal consiste na aplicação de uma força de compressão contínua num murete rodado 45° em relação à horizontal, ou seja, paralelamente à sua diagonal, até este atingir a rotura. Através da medição das deformações devidas à aplicação da carga são determinadas curvas de resposta dos provetes de alvenaria sendo ainda determinado o módulo de distorção,  $G$  e à tração por compressão diagonal.

#### 5.1.1. DIMENSIONAMENTO DOS PROVETES

As dimensões para os muretes seguiram os valores apresentados na respetiva norma sendo a sua dimensão nominal igual a  $1200 \times 1200 \text{ mm}^2$ . O número de provetes mínimo segundo a norma é três por cada tipo de alvenaria ensaiada.

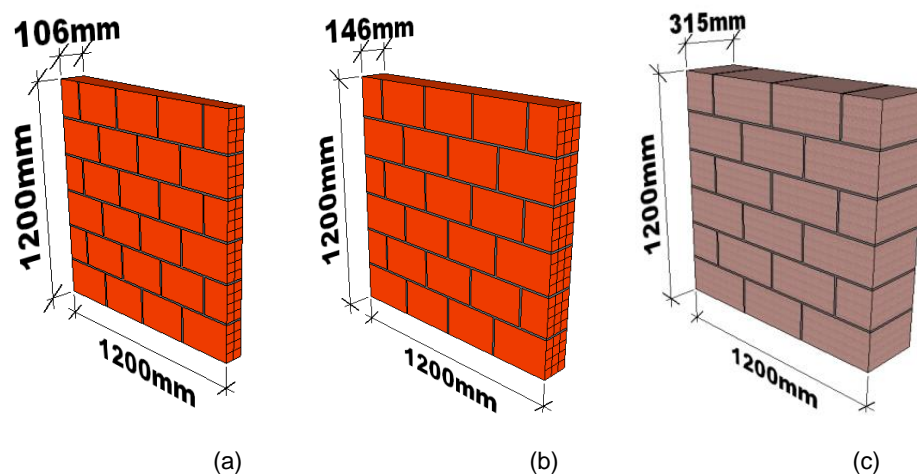


Fig. 61 - Dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à tração por compressão diagonal: (a) Provete em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provete em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provete em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).

Tabela 14 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à tração por compressão diagonal.

Provetes de Alvenaria:	Tipo de Argamassa	Provetes Ensaaiados	Data de Construção	Data de Ensaio	Período de Cura
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x11)</b>	Guimarães A "GA"	4	07-03-2016	02-08-2016	148
				03-08-2016	149
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b>	Casa Peixoto "CP"	4	08-03-2016	01-08-2016	146
				02-08-2016	147
<b>Blocos de betão (40x19x31,5)</b>	Lúcios "LC"	3	31-05-2016	26-07-2016	56
				27-07-2016	57

## 5.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E RESPECTIVA INSTRUMENTAÇÃO

Por análise da Fig. 62 é possível identificar-se o esquema de ensaio adotado e os materiais utilizados.

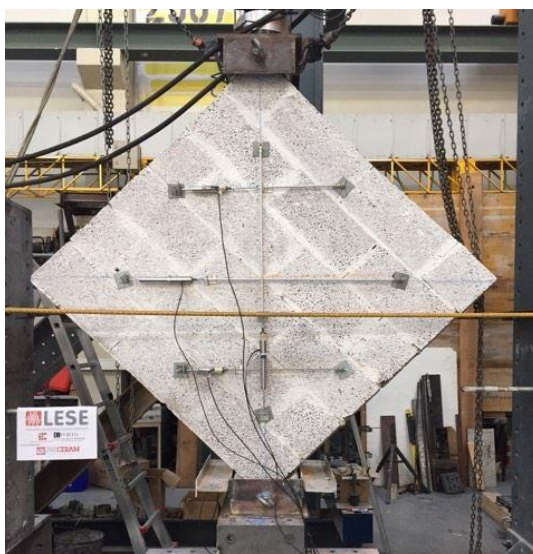


Fig. 62 - Configuração adotada para o ensaio à tração por compressão diagonal.

Para além do material já referido no capítulo 4 para a construção dos provetes, na realização deste ensaio foram ainda necessários os seguintes equipamentos:

- Aparelho de ensaio constituído por um atuador hidráulico;
- Equipamento para medição de deformações, ou seja transdutores de deslocamento designados por LVDT's (Linear Variable Displacement Transducers) com uma precisão de  $\pm 25 \times 10^{-6} m$ ;
- Dois computadores munidos de um programa designado por Labview, para recolha e processamento de dados e para controlo do atuador hidráulico.
- Cabeçotes metálicos para acomodar a base e a zona de aplicação de carga do provete.

O atuador hidráulico usado neste ensaio foi o mesmo já referido no ensaio de compressão. A instalação do cabeçote metálico superior serviu para distribuir a carga aplicada uniformemente pela superfície em contacto com o provete.



Para garantir que na zona de aplicação de carga e de apoio não ocorresse esmagamento antes do provete atingir a rotura, fez-se um reforço em argamassa na zona mencionada. O ensaio realizou-se por ação de uma carga aplicada a uma velocidade de  $0,02 \text{ mm/s}$ . Para medição de deslocamentos e maior facilidade no traçado dos gráficos força *versus* deslocamento foram utilizados quatro LVDT's, três para medição de deslocamentos horizontais e um para medição de deslocamentos verticais.

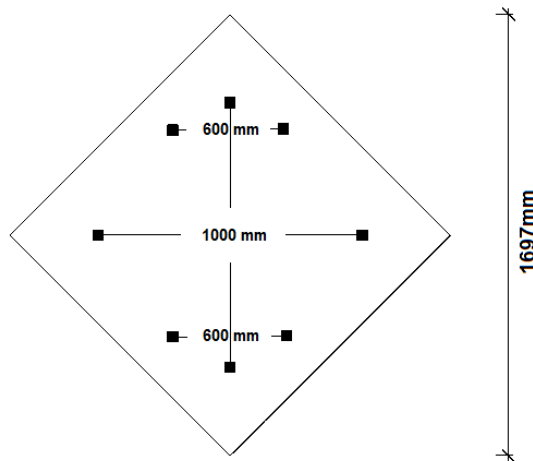


Fig. 63 - Posicionamento dos LVDT's para ensaio de resistência ao corte por compressão diagonal num provete tipo.

### 5.1.3. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

O procedimento adotado neste ensaio consistiu na aplicação de uma força de compressão crescente aplicada sobre o cabeçote metálico superior instalado entre o atuador e o provete, estando este devidamente centrado com os vértices que formam a diagonal do provete.

Na realização deste ensaio de determinação da resistência ao corte por compressão diagonal de provetes de alvenaria realizaram-se as seguintes etapas:

- Estipularam-se as dimensões dos provetes de acordo com a norma;
- Iniciou-se a sua construção e após término aguardou-se o tempo de cura necessário.
- Montou-se um *setup* de ensaio ao corte por compressão diagonal de forma a ensaiar os provetes de acordo com o proposto na norma.
- Cortaram-se os vértices dos dois cantos opostos do provete com recurso a uma rebarbadora de forma a poder-se encaixar devidamente o provete nos dois cabeçotes metálicos. Após os cortes feitos no provete colocou-se argamassa na zona cortada para lhe conferir maior resistência e regularização;
- Conferiram-se todas as dimensões do provete;
- Colocou-se o provete sobre o cabeçote metálico inferior com recurso a um guincho elevatório aplicado numa ponte móvel existente no interior do laboratório;
- Aplicou-se o cabeçote metálico superior após colocação do inferior;
- Após instalação dos cabeçotes metálicos estes foram ligados entre si com recurso a uma cinta.
- Instalou-se cada provete no sistema de ensaio devidamente centrado com o atuador hidráulico.
- Instalaram-se os LVDT's, ajustando-se de seguida a célula de carga ao provete.
- No decorrer do ensaio os LVDT's foram registando os deslocamentos obtidos por aplicação de uma carga no provete a uma velocidade de  $0,02 \text{ mm/s}$  até dar-se a rotura.
- Fez-se um registo fotográfico da fissuração apresentada por cada provete ao longo do ensaio assim como na sua rotura.

#### 5.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO E PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DOS PROVETES

Para cada ensaio, começaram-se por registar os seguintes dados:

- Dimensões do murete, com exatidão de  $\pm 1 \text{ mm}$ ;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deformações;
- Carga máxima,  $F_{i,máx}$ , com arredondamento a  $10 \text{ N}$ ;
- Intervalo de tempo desde que é aplicada a carga até se atingir a carga máxima;
- Deslocamentos relativos nos quatro pontos de leitura considerados.

Para calcular a resistência à tração por compressão diagonal,  $f_t$ , de cada um dos muretes de alvenaria, foi usada a seguinte fórmula, com um arredondamento de  $0,1 \text{ N/mm}^2$  [9]:

$$f_t = \frac{0,707 \times F_{i,máx}}{A_i} \quad (5.1)$$

em que:

- $F_{i,máx}$  – Força máxima aplicada ao provete;
- $A_i$  – Área de cálculo considerada.

$$A_i = \frac{l+h}{2} t \cdot n \quad (5.2)$$

em que:

- $l$  - Largura do murete;
- $h$  - Altura do murete;
- $t$  - Espessura da alvenaria;
- $n$  - Percentagem de área maciça do elemento.

$$n = \frac{100 - \% \text{furação}}{100} \quad (5.3)$$

Para a determinação da distorção dos provetes  $\gamma_i$ , em  $\text{mm/mm}$ , utiliza-se a equação (5.4).

$$\gamma_i = \frac{\Delta v + \Delta h}{L} \quad (5.4)$$

em que:

- $\Delta v$  - Deslocamento vertical, para um terço da resistência máxima, (encurtamento) [mm];
- $\Delta h$  - Deslocamento horizontal, para um terço da resistência máxima, (alongamento) [mm];
- $L$  - Distância média entre os pontos de medição do deslocamento (pontos de aplicação dos LVDT's) segundo as diagonais (vertical e horizontal) [mm].

O valor do módulo de distorção  $G_i$ , em  $\text{N/mm}^2$ , é obtido então por :

$$G_i = \frac{f_i}{\gamma} \quad (5.5)$$

## 5.1.5. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS

Nas figuras 64, 65 e 66 apresentam-se os gráficos da resistência à tração diagonal dos provetes em função da distorção registada experimentalmente nos ensaios.

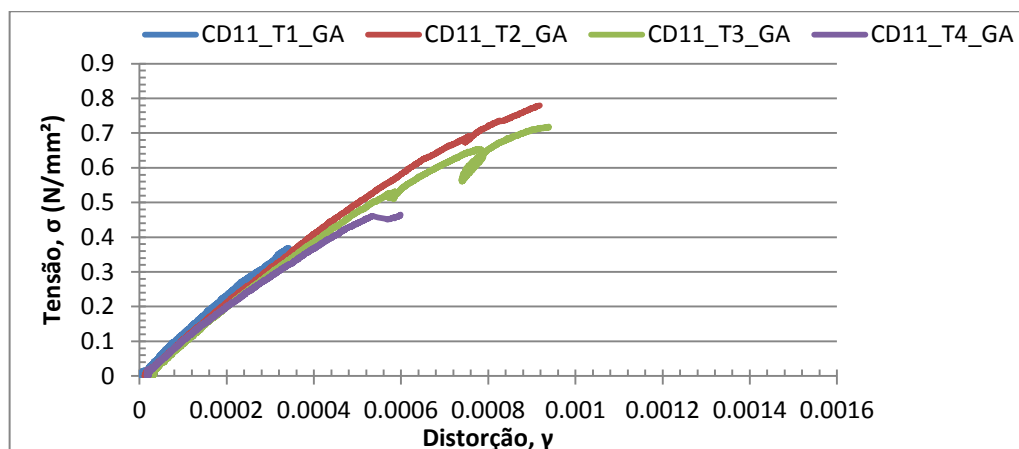


Fig. 64 - Resistência à tração diagonal em função da distorção dos provetes "CD11".

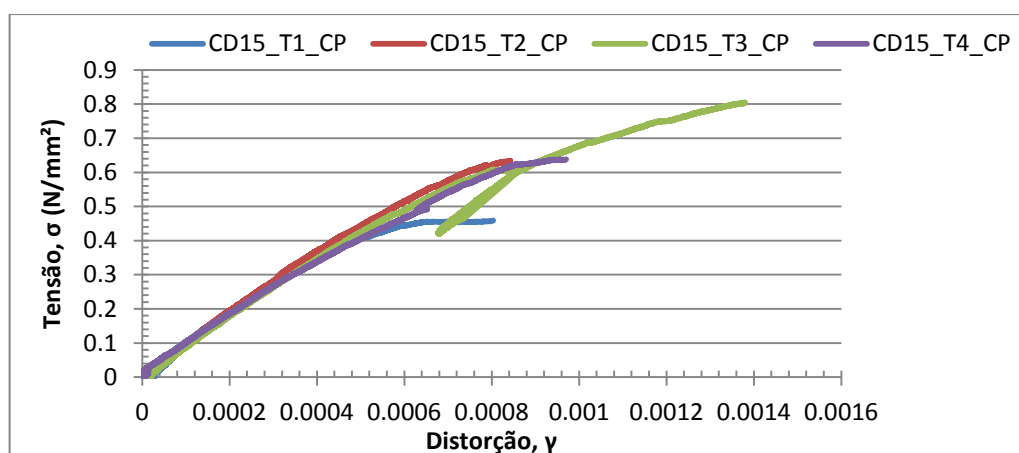


Fig. 65 - Resistência à tração diagonal em função da distorção dos provetes "CD15".

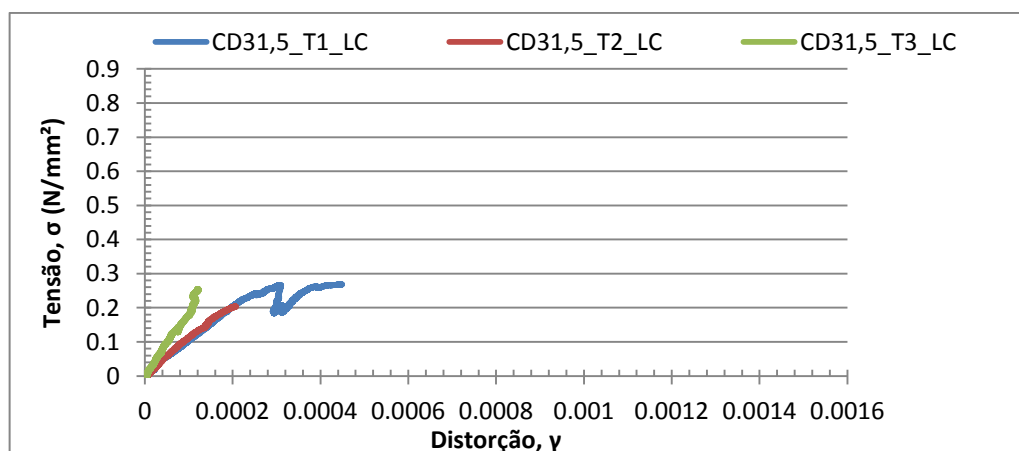


Fig. 66 - Resistência à tração diagonal em função da distorção dos provetes "CD31,5".

Nas figuras 67, 68 e 69 são apresentados os gráficos de resistência ao corte em função da distorção vertical e horizontal para os diversos provetes ensaiados.

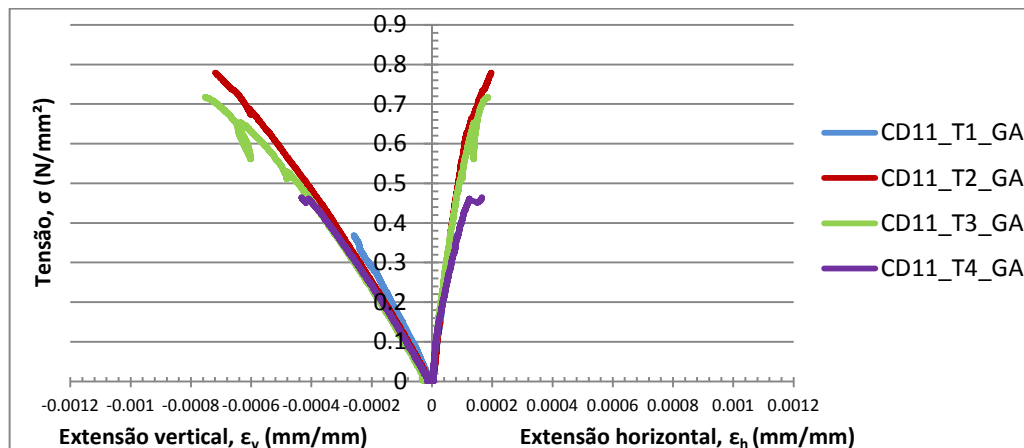


Fig. 67 - Resistência à tração diagonal em função da distorção vertical e horizontal dos provetes "CD11".

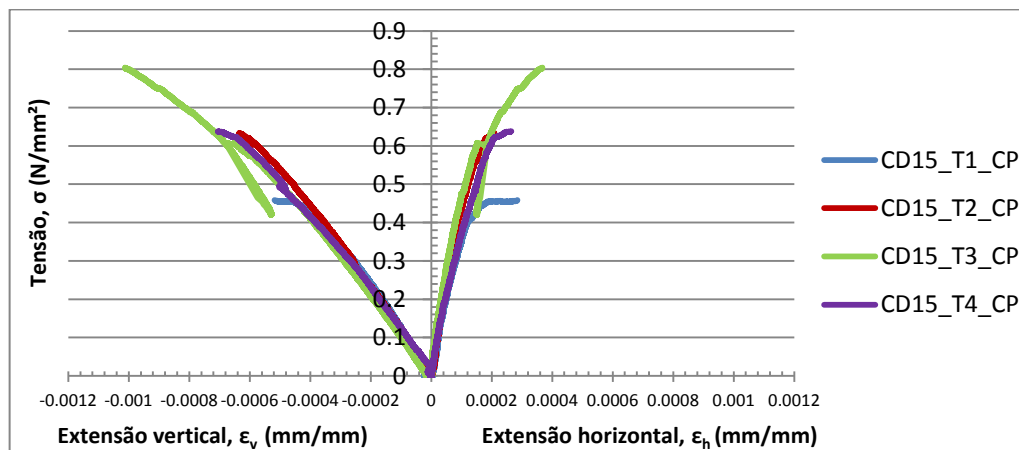


Fig. 68 - Resistência à tração diagonal em função da distorção vertical e horizontal dos provetes "CD15".

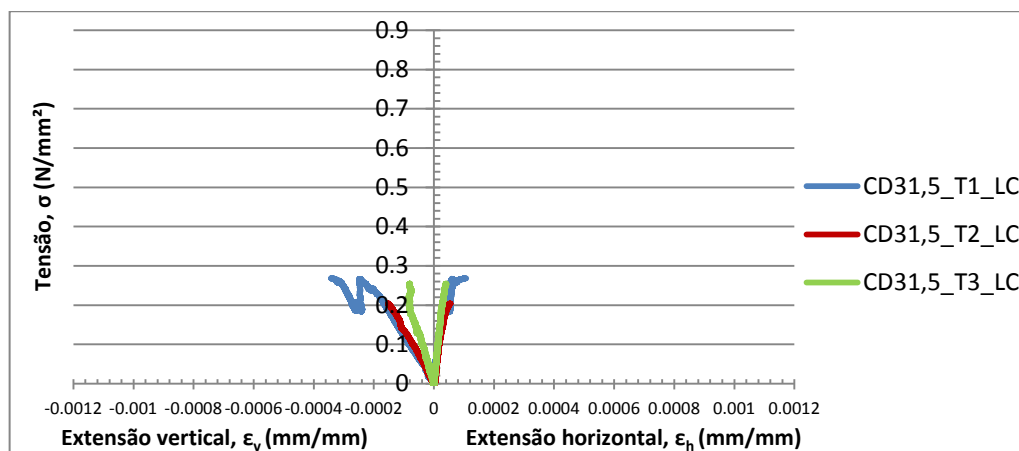


Fig. 69 - Resistência à tração diagonal em função da distorção vertical e horizontal dos provetes "CD31,5".

Nas figuras 70, 71 e 72 apresentam-se os gráficos de tensão em função da deformação, para um intervalo de distorções e tensões entre  $\frac{1}{10}f_i$  e  $\frac{1}{3}f_i$ .

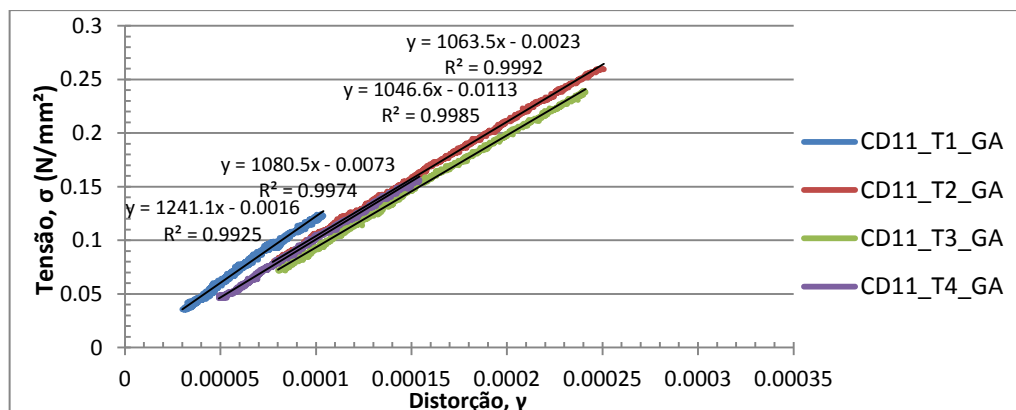


Fig. 70 - Resistência à tração diagonal em função da distorção, para um intervalo entre  $\frac{1}{10}$  e  $\frac{1}{3}$  da tensão de rotura e respectivas regressões lineares dos provetes "CD11".

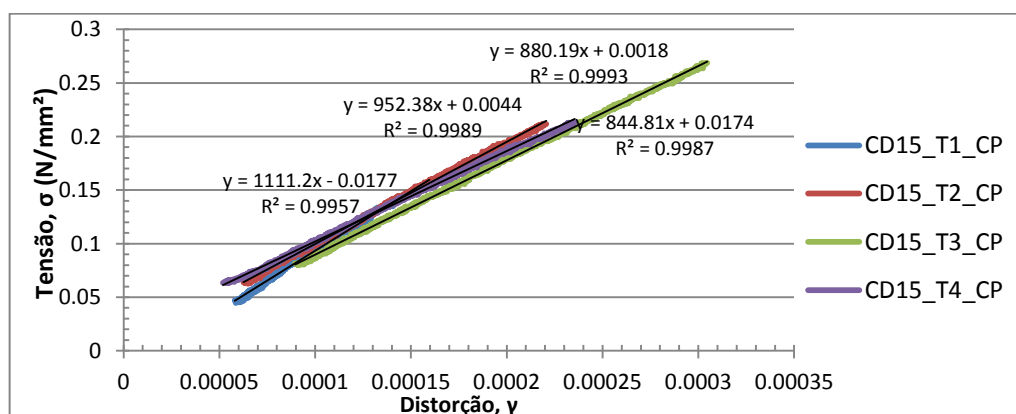


Fig. 71 - Resistência à tração diagonal em função da distorção, para um intervalo entre  $\frac{1}{10}$  e  $\frac{1}{3}$  da tensão de rotura e respectivas regressões lineares dos provetes "CD15".

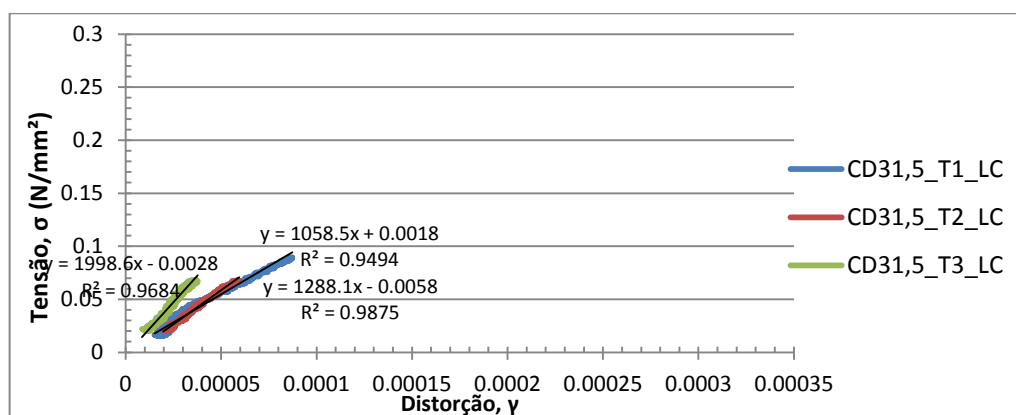


Fig. 72 - Resistência ao corte em função da distorção, para um intervalo entre  $\frac{1}{10}$  e  $\frac{1}{3}$  da tensão de rotura e respectivas regressões lineares dos provetes "CD31,5".

## 5.1.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Na tabela 15, apresentam-se, as dimensões nominais, o valor da área útil,  $A_n$ , e a percentagem de furação das unidades de alvenaria para cada tipo de provete ensaiado.

Tabela 15 - Características geométricas dos provetes de alvenaria “CD11”, “CD15” e “CD31,5”.

Proвете	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	h (mm)	t (mm)	n
CD11_T1_GA	55889	1200	1200	110	42,34%
CD11_T2_GA					
CD11_T3_GA					
CD11_T4_GA					
CD15_T1_CP	75726	1200	1200	150	42,07%
CD15_T2_CP					
CD15_T3_CP					
CD15_T4_CP					
CD31,5_T1_LC	276016	1200	1200	315	73,02%
CD31,5_T2_LC					
CD31,5_T3_LC					

Na tabela 16, apresenta-se a resistência à tração diagonal dos diversos tipos de provetes ensaiados.

Tabela 16 - Resistência à tração diagonal dos provetes de alvenaria “CD11”, “CD15” e “CD31,5”.

Proвете	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{m\acute{a}x}$ (N)	$f_i$ (MPa)	$f_{m\acute{e}d}$ (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	COV (%)
CD11_T1_GA	55889	29187,01	0,4	0,6	0,2	34,7
CD11_T2_GA		61602,78	0,8			
CD11_T3_GA		56793,21	0,7			
CD11_T4_GA		36785,89	0,5			
CD15_T1_CP	75726	49108,89	0,5	0,6	0,1	20,1
CD15_T2_CP		67901,61	0,6			
CD15_T3_CP		86187,74	0,8			
CD15_T4_CP		68328,86	0,6			
CD31,5_T1_LC	276016	104815,67	0,3	0,3	0,1	21,7
CD31,5_T2_LC		79608,15	0,2			
CD31,5_T3_LC		99572,75	0,3			

Na tabela 17 apresenta-se a resistência,  $f_i$ , e o módulo de distorção,  $G_i$ , dos diversos provetes ensaiados.

Tabela 17 - Módulo de distorção, G, para os provetes de alvenaria “CD11”, “CD15” e “CD31,5”.

Proвете	$\frac{1}{3}f_i$ (MPa)	$\Delta v$ (mm)	$\Delta h$ (mm)	$\gamma$ ( $\times 10^{-4}$ )	G (MPa)	$G_{\text{regressão}}$ linear (MPa)	$G_{\text{méd}}$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	COV (%)
CD11_T1_GA	0,12	0,081118	0,020513	1,02	1176,5	1241,1	1068,0	76,6	7,2
CD11_T2_GA	0,26	0,205479	0,042799	2,48	1048,4	1063,5			
CD11_T3_GA	0,24	0,204371	0,036168	2,41	995,9	1046,6			
CD11_T4_GA	0,16	0,128018	0,024158	1,52	1052,6	1080,5			
CD15_T1_CP	0,15	0,121169	0,035589	1,57	955,4	1111,2	925,5	36,6	4,0
CD15_T2_CP	0,21	0,178061	0,040514	2,19	958,9	952,4			
CD15_T3_CP	0,27	0,256046	0,045832	3,02	894,0	880,2			
CD15_T4_CP	0,21	0,184026	0,050638	2,35	893,6	844,8			
CD31,5_T1_LC	0,09	0,074034	0,012765	0,87	1034,5	1058,5	1472,0	630,8	42,9
CD31,5_T2_LC	0,07	0,045593	0,013417	0,59	1186,4	1288,1			
CD31,5_T3_LC	0,09	0,029427	0,011567	0,41	2195,1	1998,6			

De seguida apresenta-se uma síntese de todos os parâmetros determinados no ensaio de resistência à tração por compressão diagonal, onde é possível comparar a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos vários parâmetros estudados, para os diferentes tipos de provetes ensaiados.

Tabela 18 - Análise das propriedades mecânicas estudadas no ensaio de tração por compressão diagonal.

Tipo de Proвете		$f_i$ (MPa)	G (MPa)	$G_{\text{regressão linear}}$ (MPa)
<b>CD11_GA</b>	Média:	0,6	1068,0	1107,9
	Desvio padrão:	0,2	76,6	89,9
	COV (%):	34,7	7,2	8,1
<b>CD15_CP</b>	Média:	0,6	925,5	947,2
	Desvio padrão:	0,1	36,6	118,2
	COV (%):	20,1	4,0	12,5
<b>CD31,5_LC</b>	Média:	0,3	1472,0	1448,4
	Desvio padrão:	0,1	630,8	490,1
	COV (%):	21,7	42,9	33,8

Analisando os resultados obtidos, regista-se para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) uma resistência média de compressão diagonal, de 0,6 N/mm<sup>2</sup> com um coeficiente de variação de 34,7% .

Com igual valor de resistência média de compressão diagonal surgem os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15), com um coeficiente de variação de 20,1%. Os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) apresentaram o menor valor de resistência média à compressão diagonal, com um valor igual a 0,3 N/mm<sup>2</sup> e um coeficiente de variação de 21,7%. Pode-se então concluir que os provetes de alvenaria de tijolo apresentam uma resistência média à compressão diagonal, duas vezes superior à dos provetes de alvenaria de bloco de betão.

Relativamente ao valor do módulo de distorção obtido por regressão linear, para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11), este tem um valor médio de 1107,9 N/mm<sup>2</sup> e um coeficiente de variação de 8,1%, sendo aproximadamente 40 N/mm<sup>2</sup> superior ao valor obtido através do cálculo.

Para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) o valor do módulo de distorção obtido por regressão linear foi de 947,2 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 12,5%, sendo aproximadamente 22 N/mm<sup>2</sup> superior ao valor obtido por cálculo. Com o valor mais elevado de módulo de distorção por regressão linear surgem os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5), com um valor médio de 1448,4 N/mm<sup>2</sup> e um coeficiente de variação de 33,8%, sendo cerca de 25 N/mm<sup>2</sup> inferior ao valor obtido por cálculo e com um coeficiente de variação de 42,9%. Após estes resultados conclui-se que o módulo de distorção dos provetes de alvenaria de bloco de betão são, 1,4 vezes superior à alvenaria de tijolo (30x20x11), e 1,6 vezes superior à alvenaria de tijolo (30x20x15).

Assim pode-se concluir que os valores obtidos por regressão linear correspondem a uma boa aproximação do valor do módulo de distorção, G, obtido segundo a norma de ensaio, ASTM E 519-02.



#### 5.1.7. REGISTO FOTOGRÁFICO DO DANO FINAL

A rotura no murete (CD11\_T1\_GA), Fig. 73, ocorreu ao longo das juntas horizontais e verticais de argamassa da diagonal carregada do murete, fissurando ainda três unidades de alvenaria na zona central do provete.

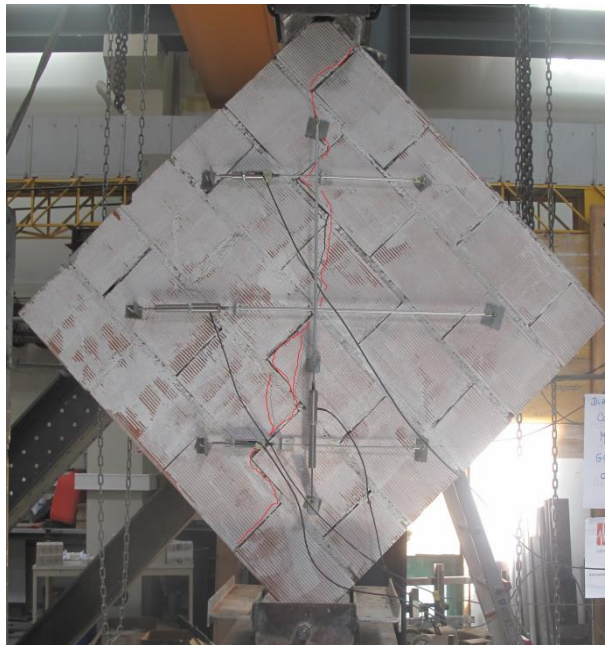


Fig. 73 - Dano final provocado no provete (CD11\_T1\_GA).

A rotura no murete (CD11\_T2\_GA), Fig. 74, deu-se de forma semelhante ao primeiro murete ensaiado. Os tijolos fissurados neste murete são ao nível da base, local onde é concentrada uma carga elevada.



Fig. 74 - Dano final provocado no provete (CD11\_T2\_GA)

No murete (CD11\_T3\_GA), Fig. 75, a ruptura deu-se pela diagonal do provete sem registo de unidades de alvenaria fissuradas.

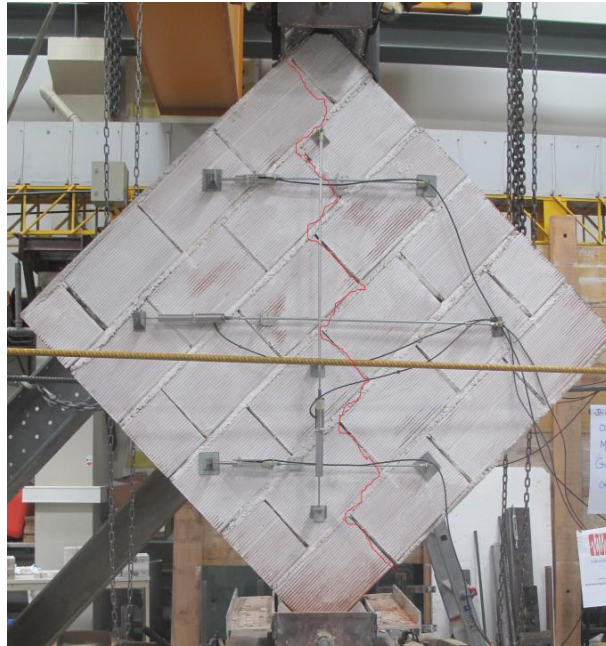


Fig. 75 - Dano final provocado no provete (CD11\_T3\_GA).

No murete (CD11\_T4\_GA), Fig. 76, a ruptura ocorreu de forma idêntica à do murete (CD11\_T3\_GA).



Fig. 76 - Dano final provocado no provete (CD11\_T4\_GA).

No murete (CD15\_T1\_CP), Fig. 77, a falta de tijolos numa das diagonais deve-se a um primeiro ensaio em que ocorreu rotura pelo esmagamento do tijolo da base do provete. Atendendo que o provete se encontrava sem danos relevantes decidiu-se testar a diagonal contrária, obtendo uma rotura em escada sobre o eixo de carregamento. Houve ainda algumas fissuras em dois tijolos da base e um tijolo da zona superior do murete.

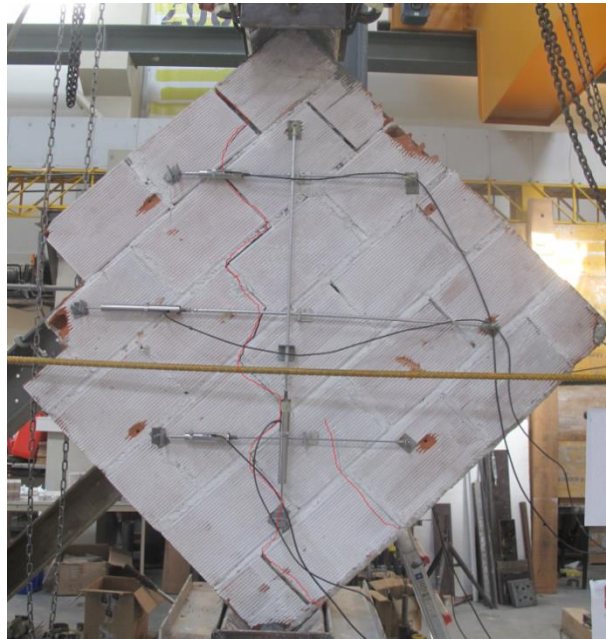


Fig. 77 - Dano final provocado no provete (CD15\_T1\_CP).

No murete (CD15\_T2\_CP), Fig. 78, a rotura dá-se de forma um pouco diferente das anteriores, ocorrendo rotura pela diagonal deslocada para o lado esquerdo do provete, e ainda fissuras em unidades de alvenaria uma do topo e outra da base do murete.



Fig. 78 - Dano final provocado no provete (CD15\_T2\_CP).



No murete (CD15\_T3\_CP), Fig. 79, ocorreu uma rotura pela diagonal até à zona central do provete que se desviou pela junta horizontal de argamassa. Ocorreram ainda fissuras em tijolos localizados sobre a zona central do eixo de carregamento.

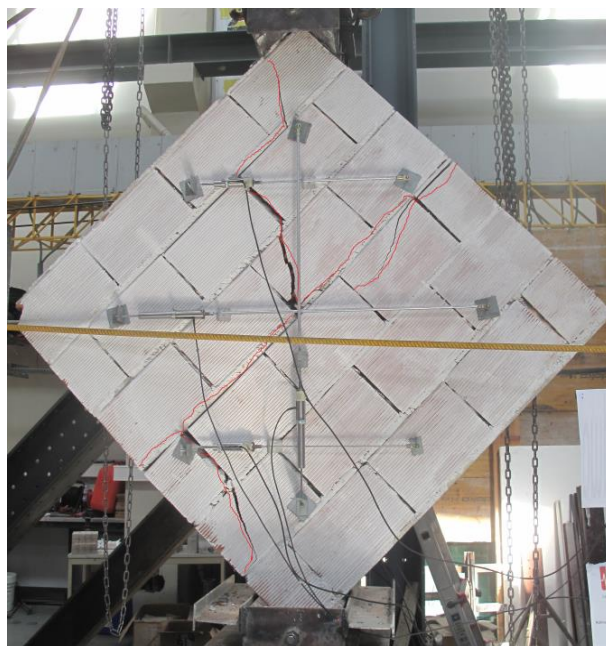


Fig. 79 - Dano final provocado no provete (CD15\_T3\_CP).

No murete (CD15\_T4\_CP), Fig. 80, ocorreu rotura pela diagonal até ao centro do provete, prolongando-se pela junta horizontal de argamassa até à extremidade direita do provete, ocorreram ainda fissuras num tijolo do topo e da base do murete.

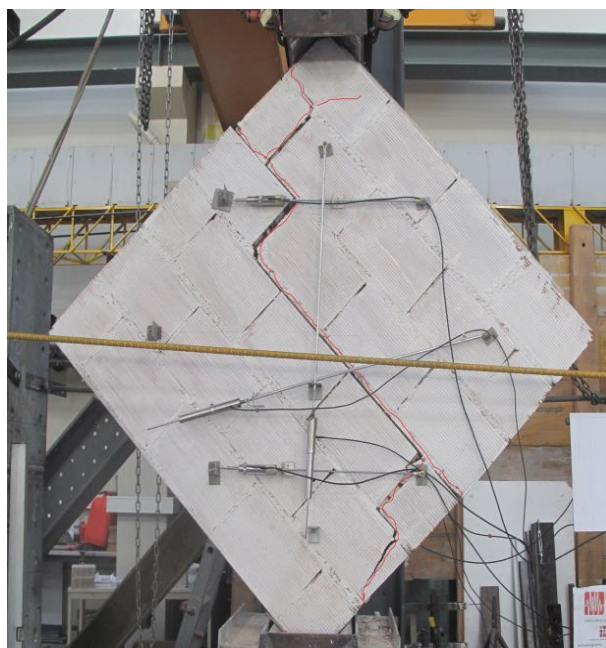


Fig. 80 - Dano final provocado no provete (CD15\_T4\_CP).

No murete (CD31,5\_T1\_LC), Fig. 81, a rotura deu-se pela interface argamassa bloco da diagonal carregada.

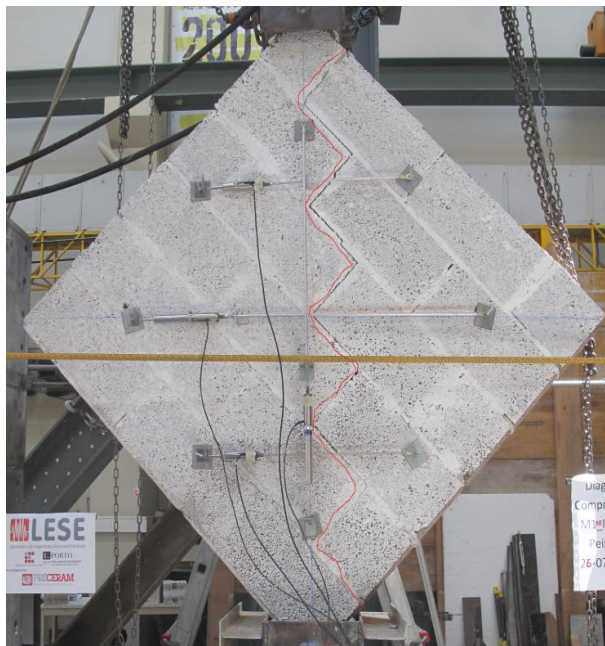


Fig. 81 - Dano final provocado no provete (CD31,5\_T1\_LC).

No murete (CS31,5\_T2\_LC), Fig. 82, a rotura ocorreu pela diagonal do provete, com esmagamento moderado do bloco em contato com o cabeçote superior.

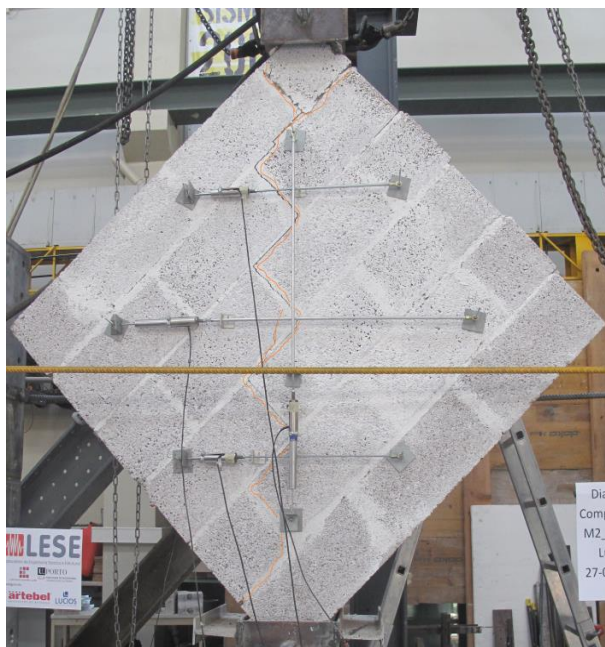


Fig. 82 - Dano final provocado no provete (CD31,5\_T2\_LC).

No murete (CD31,5\_T3\_LC), Fig. 83, a rotura deu-se pela junta de assentamento, terminando em diagonal do centro do provete até à extremidade mais próxima. Houve também esmagamento moderado da unidade de alvenaria que se encontra em contacto com o cabeçote carregado pelo atuador hidráulico.

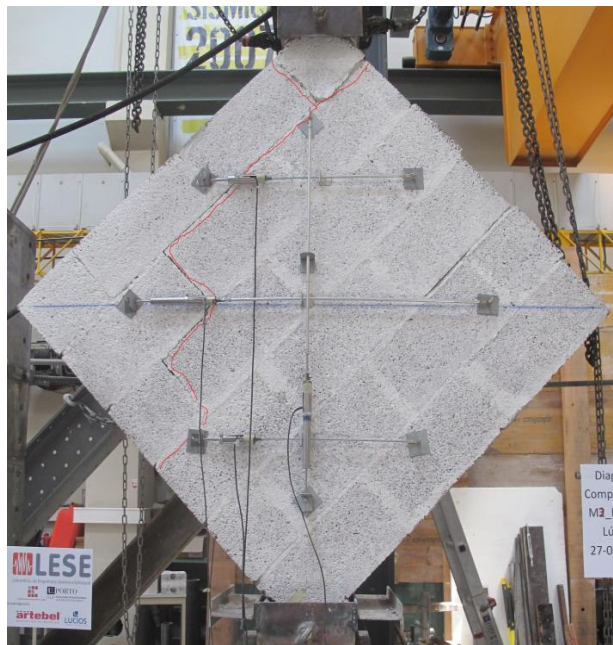


Fig. 83 - Dano final provocado no provete (CD31,5\_T3\_LC).

## 6

## DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO

### 6.1. RESISTÊNCIA À FLEXÃO

No presente subcapítulo faz-se a descrição do procedimento experimental, assim como de todos os cálculos necessários à determinação da resistência à flexão de vários provetes de alvenaria, segundo um plano de rotura nas direções perpendiculares e paralelas às juntas de assentamento, sendo para o efeito aplicada uma carga perpendicular à superfície com maior área do provete, segundo as direções mencionadas. Todos estes procedimentos foram tomados com base na Norma Portuguesa NP EN 1052-2 [41].

#### 6.1.1. RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PARALELO ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO

##### 6.1.1.1. DIMENSÕES DOS PROVETES

Na norma de ensaio encontram-se as seguintes regras para o dimensionamento dos provetes:

“(…) As dimensões dos provetes de alvenaria devem ser escolhidas por forma a que a distância entre os apoios interiores e exteriores não seja inferior à espessura do provete de alvenaria. A espessura do provete deve ser igual a  $t_u$ , salvo especificação do contrário.” [41].

“(…) A distância entre os apoios interiores pode variar de modo a acompanhar o formato da alvenaria, mas deve ser compreendida entre 0,4 e 0,6 do espaçamento dos apoios exteriores. Sempre que possível dispor os apoios interiores a igual distância de duas juntas de argamassa consecutivas paralelas a estes apoios.” [41]. Na norma pode-se ainda consultar a tabela 19 com características dimensionais dos provetes.

Tabela 19 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria [41].

Direção	$h_u$ (mm)	$b$ (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	Qualquer	$\geq 400$ e $\geq 1,5 l_u$	No mínimo duas juntas horizontais na dimensão $l_2$
Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	$\leq 250$	$\geq 240$ e $\geq 3 h_u$	No mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão $l_2$
	$> 250$	$\geq 1000$	No mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na direção $l_2$

Definição dos parâmetros:

- $l_u$  – Comprimento da unidade de alvenaria;
- $h_u$  – Altura da unidade de alvenaria;
- $b$  – Comprimento do provete;
- $l_1$  – Distância entre os apoios do provete;
- $l_2$  – Distância entre as duas zonas de carga;
- $t_u$  – Espessura do provete.

Através da consulta à tabela 19, dimensionaram-se os provetes de acordo com as equações 6.1 a 6.3:

**Tijolo (30×20×11)**

$$b \geq 1,5 \times l_u = 1,5 \times 290 = 435\text{mm} \quad (6.1)$$

$$\Rightarrow b = 450\text{mm}$$

**Tijolo (30×20×15)**

$$b \geq 1,5 \times l_u = 1,5 \times 290 = 435\text{mm} \quad (6.2)$$

$$\Rightarrow b = 450\text{mm}$$

**Bloco (40×19×31.5)**

$$b \geq 1,5 \times l_u = 1,5 \times 400 = 600\text{mm} \quad (6.3)$$

$$\Rightarrow b = 600\text{mm}$$

Após o dimensionamento dos provetes, optou-se pelas dimensões apresentadas na Fig. 84 para cada tipo de provete:

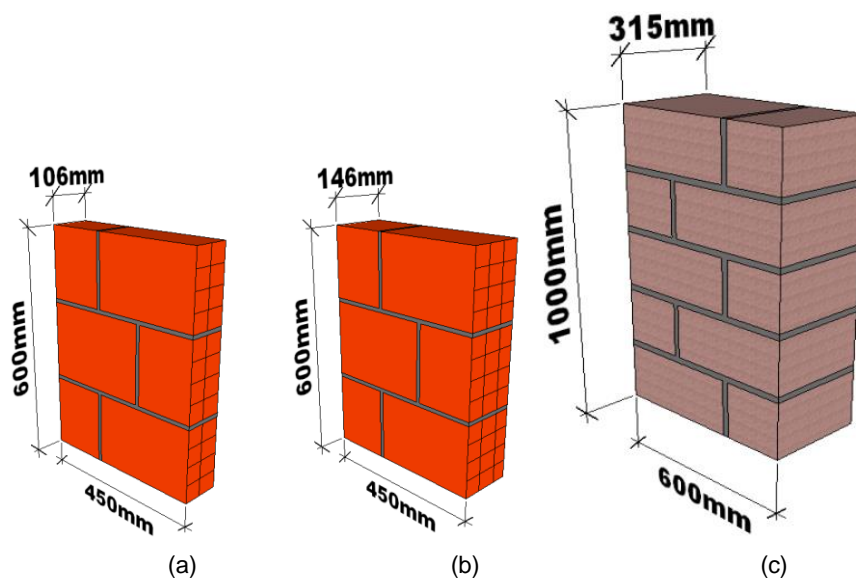


Fig. 84 - Dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais: (a) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provede em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provede em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).



O dimensionamento das distâncias  $l_1$  e  $l_2$  foram realizadas de forma à dimensão  $l_2$  abranger duas juntas horizontais dos provetes e deixando 50mm dos apoios exteriores a cada extremidade do provete e  $t_u$  entre os apoios interiores e exteriores.

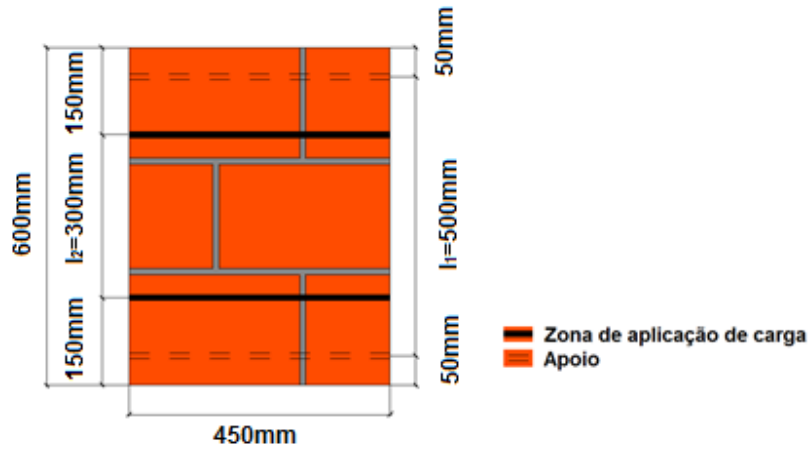


Fig. 85 - Esquema geométrico dos provetes para ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15).

Fez-se a verificação da conformidade do valor  $l_2$  com a respectiva norma para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15), apresentada na equação 6.4:

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 500 = 200\text{mm} \leq l_2 = 300\text{mm} \leq 0,6 \times 500 = 300\text{mm} \quad (6.4)$$

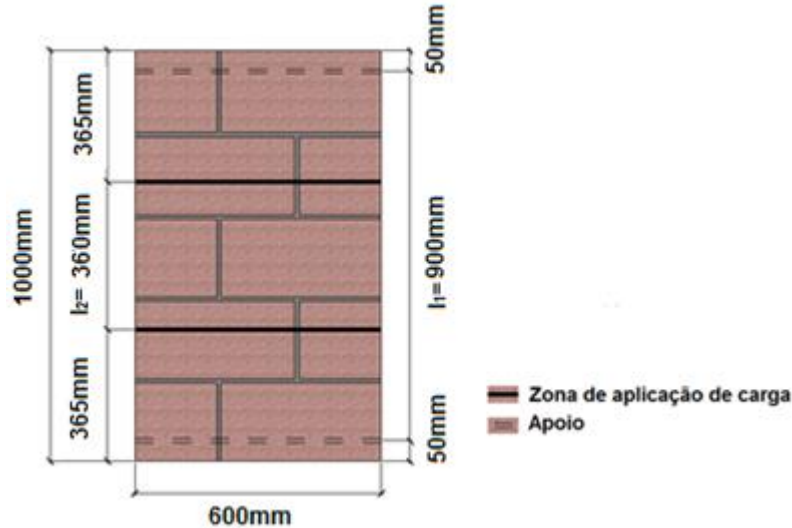


Fig. 86 - Esquema geométrico dos provetes para ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de bloco de betão leve (40x19x31,5).

A verificação da conformidade do valor  $l_2$  com a respectiva norma para os provetes de alvenaria de bloco de betão leve (40x19x31,5) fez-se na equação 6.5:

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 900 = 360\text{mm} \leq l_2 = 360\text{mm} \leq 0,6 \times 900 = 540\text{mm} \quad (6.5)$$

Tabela 20 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais.

Provetes de Alvenaria:	Tipo de Argamassa	Provetes Ensaiaados	Data de Construção	Data do Ensaio	Período de Cura (dias)
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x11)</b>	Guimarães A "GA"	5	07-03-2016	15-04-2016	39
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b>	Casa Peixoto "CP"	5	09-03-2016	14-04-2016 15-04-2016	36 37
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b> (provetes "reaproveitados" de parede_inf03)*	Guimarães B "GB"	1	18-11-2015	14-04-2016 15-04-2016	118 119
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b> (provetes "reaproveitados" de parede_inf04)*	Casa Peixoto "CP"	1	21-01-2016	14-04-2016	84
<b>Blocos de betão (40x19x31.5)</b>	Lúcios "LC"	5	02-06-2016	09-08-2016	68

(\*) Resistência à flexão (Tabela A.23) e gráfico força *versus* deslocamento (Fig. A.1) apresentados em anexo.

#### 6.1.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO

Por análise da Fig. 87, é possível identificar-se o esquema de ensaio adotado.



Fig. 87 - Configuração adotada para o ensaio à flexão segundo uma direção paralela às juntas horizontais.

Na realização deste ensaio foi ainda necessário o seguinte equipamento:

- Atuador hidráulico;
- Transdutores de deslocamento, LVDT's (Linear Variable Displacement Transducers) com uma precisão de  $\pm 25 \times 10^{-6} m$ ;
- Dois computadores com Labview, para recolha e processamento de dados e para controlo do atuador hidráulico.

A capacidade máxima do atuador hidráulico usado neste ensaio é de 100 kN. Para assegurar que a base do provete a ser ensaiado estaria na ausência de atrito, como mencionado na norma, fora colocadas duas folhas de teflon (polietrafluoretileno) assentes numa base metálica apoiada em dois varões lisos que serviam de rolete, permitindo movimento livre e ausente de atrito.

Devido a eventuais irregularidades nos muretes provenientes da sua construção, encontrava-se instalado, na célula de carga um sistema rotulado para este permitir uma eficaz acomodação ao provete. O controlo do atuador foi por deslocamento, devido à situação explicada anteriormente e a sua velocidade foi de 0,02 mm/s.

Para medição de deslocamentos e maior facilidade no traçado dos gráficos força *versus* deslocamento foram utilizados quatro LVDT's, instalados perpendicularmente à face do provete sujeita à ação do atuador, a fim de evitar danificar os LVDT's caso estivessem na face oposta.

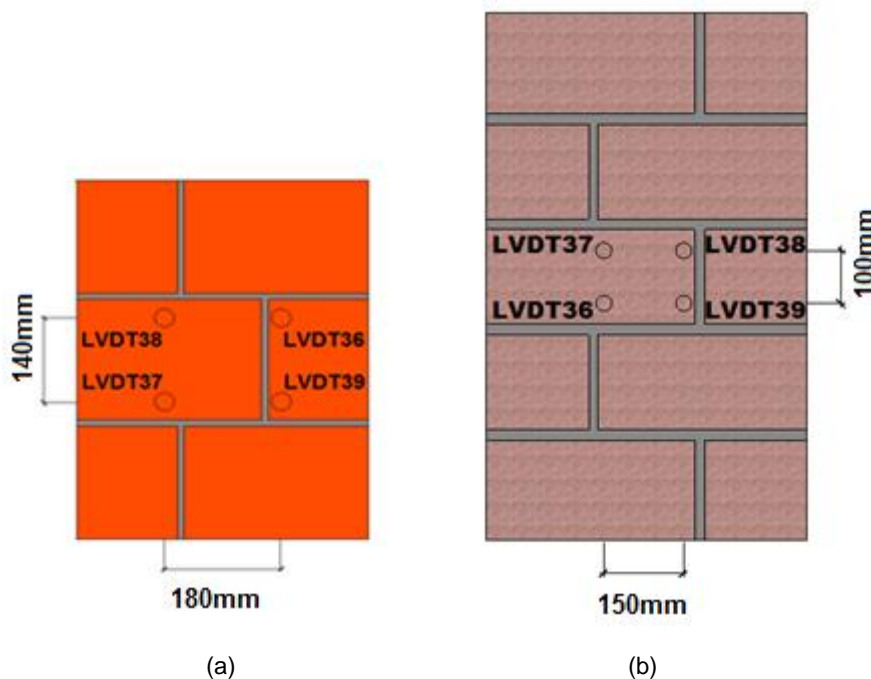


Fig. 88 - Posicionamento dos LVDT's: (a) Ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15); (b) Ensaio de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).

#### 6.1.1.3 DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Na realização deste ensaio de determinação da resistência à flexão de provetes de alvenaria, segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento, efetuaram-se as seguintes etapas:

- Dimensionaram-se os provetes de acordo com a norma de ensaio;
- Após o dimensionamento dos provetes iniciou-se a sua construção e aguardou-se até à sua cura;
- Montou-se o *setup* de ensaio, de forma a ser possível ensaiar os provetes à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento;
- Instalou-se cada provete no sistema de ensaio devidamente centrado com o atuador hidráulico.
- Colocaram-se os LVDT's perpendicularmente à face do provete a ser carregada, seguindo-se o ajustamento da célula de carga ao provete;
- No decorrer do ensaio, registaram-se os deslocamentos obtidos por aplicação de carga no provete a uma velocidade de 0,02 mm/s, até este atingir a rotura;
- Registou-se fotograficamente a fissuração apresentada por cada provete ao longo do ensaio, assim como na sua rotura.

#### 6.1.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Para cada ensaio, começou-se-se por registar os seguintes dados:

- Dimensão da secção transversal do murete paralela aos apoios, com exatidão de  $\pm 1\text{mm}$ ;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deslocamentos;
- Distâncias entre os apoios exteriores e interiores;
- Intervalo de tempo desde o instante de aplicação da carga até ao instante em que se atinge a carga máxima;
- Deslocamentos relativos nos quatro pontos de leitura considerados.

A resistência à flexão,  $f_{xi}$ , foi calculada para cada provete na direção ( $x$ ) do plano considerado neste ensaio através da equação 6.6, com um arredondamento de 0,01 N/mm<sup>2</sup>.

$$f_{xi} = \frac{3.F_{i,máx}(l_1 - l_2)}{2.b.t_u^2} \quad (6.6)$$

em que:

- $F_{i,máx}$  – Valor da carga máxima aplicada ao provete;
- $l_1$  – Distância entre os apoios do provete;
- $l_2$  – Distância entre as duas zonas de carga;
- $b$  – Largura do provete na direção perpendicular ao vão;
- $t_u$  – Espessura do provete.

A resistência característica à flexão pode ser determinada de acordo com a equação 6.7 com arredondamento a 0,01 N/mm<sup>2</sup>.

$$f_k = \frac{f_{média}}{1,5} \quad (6.7)$$

em que:

- $f_{média}$  – É o valor da resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas verticais do provete.

## 6.1.1.5. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS

Após a realização dos ensaios de resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento, são então apresentadas da Fig. 89 à Fig. 91, todos os gráficos de força *versus* deslocamento obtidos.

O ensaio foi realizado por aplicação de carga monotónica crescente até se atingir a rotura de cada murete. Através dos gráficos, é possível visualizar a carga máxima atingida por cada provete, assim como as perdas de força registadas no decurso do ensaio, devido à abertura de fendas no provete.

Por análise dos gráficos, é ainda possível perceber que os provetes ao abrirem as primeiras fendas (antes de atingirem a rotura), demonstram uma capacidade de rearranjo interno, permitindo ao provete continuar a resistir à carga exercida.

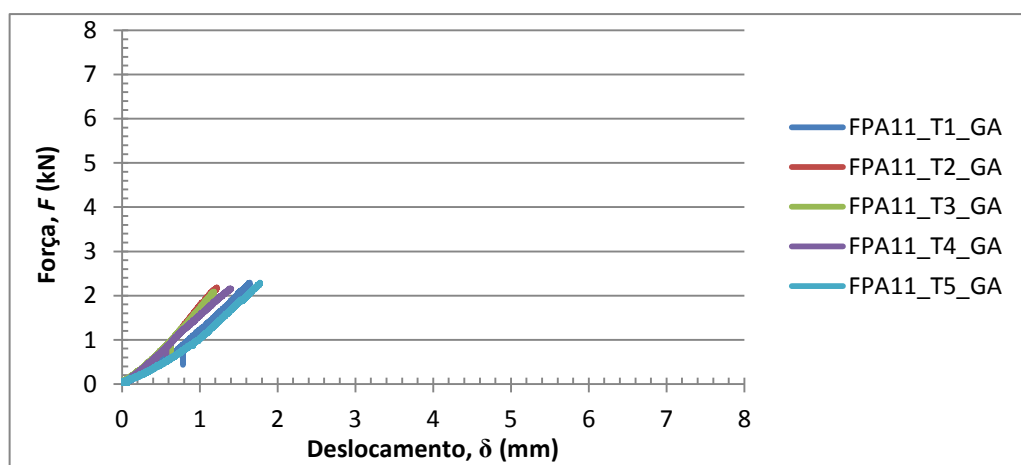


Fig. 89 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x11).

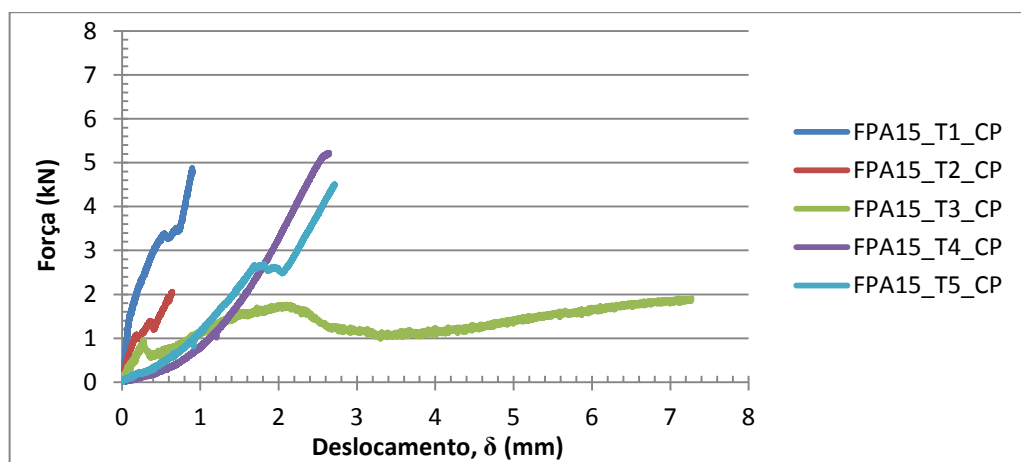


Fig. 90 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15).

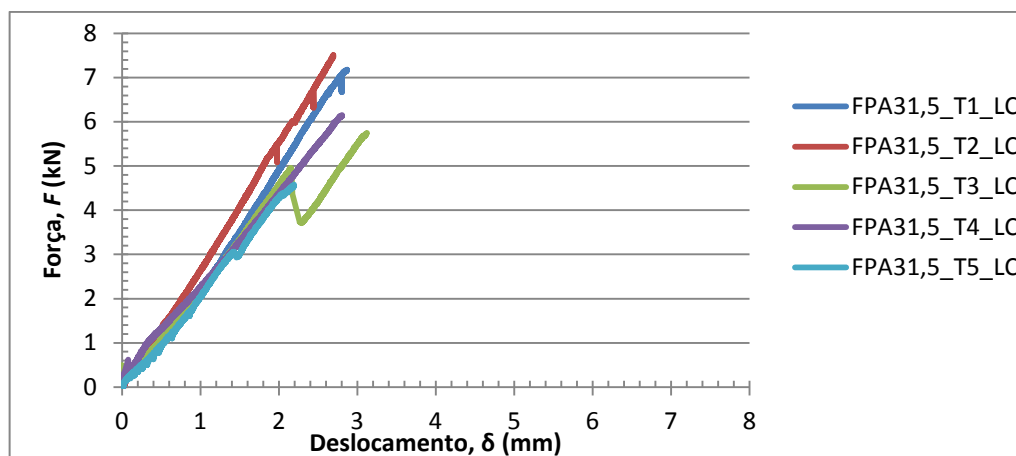


Fig. 91 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).

#### 6.1.1.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Na tabela 21 apresentam-se os valores obtidos da resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para os diversos tipos de provete ensaiados, assim como a força máxima aplicada, as suas características geométricas e os valores da resistência característica à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento.

Tabela 21 - Resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para provetes de alvenaria “FPA11”, “FPA15” e “FPA31,5”.

Proвете	$l_1$ (mm)	$l_2$ (mm)	$b$ (mm)	$t_u$ (mm)	$F_{máx}$ (N)	$f_{xi}$ (MPa)	$f_{xi,méd}$ (MPa)	$f_k$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	COV (%)
FPA11_T1_GA	500	300	450	110	2293,3	0,126	0,121	0,08	0,005	3,9
FPA11_T2_GA					2184,2	0,120				
FPA11_T3_GA					2094,7	0,115				
FPA11_T4_GA					2158,2	0,119				
FPA11_T5_GA					2291,7	0,126				
FPA15_T1_CP	500	300	450	150	4882,7	0,145	0,110	0,07	0,047	43,0
FPA15_T2_CP					2065,9	0,061				
FPA15_T3_CP					1915,2	0,057				
FPA15_T4_CP					5224,6	0,155				
FPA15_T5_CP					4506,8	0,134				
FPA31,5_T1_LC	900	270	600	315	7181,0	0,114	0,099	0,07	0,019	18,8
FPA31,5_T1_LC					7514,6	0,119				
FPA31,5_T1_LC					5750,3	0,091				
FPA31,5_T1_LC					6152,3	0,098				
FPA31,5_T1_LC					4580,1	0,073				

Nos ensaios de resistência à flexão segundo uma direção paralela às juntas de assentamento a rotura deu-se de forma praticamente instantânea, registando-se após a rotura uma queda acentuada da força. Após a análise do tipo de rotura deste ensaio constatou-se que a rotura nos muretes se deu pela argamassa ao longo de uma das juntas de assentamento. Conclui-se que a rotura dos muretes é do tipo frágil, não apresentando nenhum tipo de ductilidade [9].

Os tipo de rotura verificado foi de encontro com o esperado, com a exceção dos provetes que romperam devido a uma maior fragilidade apresentada pelas unidades de alvenaria.

Como a fissuração na maioria dos provetes ensaiados ocorreu no limite da unidade de alvenaria e da argamassa, infere-se que a força de atrito que se desenvolve entre estes dois materiais é a principal responsável pela resistência dos provetes face à ação aplicada [9].

Na tabela 22 apresenta-se uma síntese estatística das propriedades mecânicas dos diversos provetes ensaiados à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento.

Tabela 22 - Síntese estatística das propriedades mecânicas dos diversos provetes no ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais.

Provetes	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
FPA11_GA	0,121	0,005	3,9
FPA15_CP (amostra completa)	0,110	0,047	43,0
FPA15_CP (amostra sem provetes atípicos, "T2" e "T3")	0,144	0,011	7,4
FPA31,5_LC	0,099	0,019	18,8

Por análise da tabela 22, conclui-se que o valor médio de resistência à flexão segundo plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, foi de 0,121 N/mm<sup>2</sup> para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11), com um coeficiente de variação de 3,9%.

Para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15), a resistência média foi de 0,110 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 43%, para os provetes reaproveitados das paredes inf03 e inf04 a resistência média foi de 0,275 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 41,8%. Com a menor resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento surgem os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) com um valor médio de 0,099 N/mm<sup>2</sup> e com um coeficiente de variação de 18,8%.

Após os resultados obtidos pode-se ainda concluir que os provetes de tijolo (30x20x15) reaproveitados das paredes inf03 e inf04 apresentaram uma resistência média à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento, 2,8 vezes superior à dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5), 2,5 vezes superior à dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) e 2,3 vezes superior à dos provetes de alvenaria (30x20x11).

Os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) resistiram em média menos que os provetes de igual espessura reaproveitados das paredes inf03 e inf04 e que os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11), este facto está associado ao elevado coeficiente de variação obtido nos ensaios, contribuindo para estes valores, os provetes (FPA15\_T2\_CP) e (FPA15\_T3\_CP) que obtiveram resistências abaixo de metade do expectável.

O facto dos provetes de alvenaria de tijolo reaproveitados ter apresentado maior resistência à flexão paralela relativamente aos restantes provetes de alvenaria de tijolo, deveu-se a um melhor preenchimento das juntas de argamassa verticais e horizontais, ou seja, uma melhor construção. É ainda de referir que os provetes “inf03” continham reboco em argamassa numa das suas faces.

Os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) foram os que apresentaram menor resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, sendo de salientar que a argamassa utilizada nas suas juntas de assentamento foi a que pior desempenho revelou nos ensaios realizados às argamassas.



## 6.1.1.7 REGISTO FOTOGRÁFICO DA EVOLUÇÃO DO DANO

No provete (FPA11\_T1\_GA), Fig. 92, observou-se uma fendilhação localizada na primeira junta de assentamento, a contar da parte superior para a base do provete. Após o aparecimento da fenda, o murete apresentou uma rotação em torno da linha pertencente ao plano de fissuração e ao plano que contém a face de aplicação da carga.



Fig. 92 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11\_T1\_GA).

No provete (FPA\_T2\_GA), Fig. 93, observou-se uma fendilhação localizada na primeira junta de assentamento, a contar da base para a parte superior do provete. O tipo de rotura foi semelhante à do murete (FPA11\_T1\_GA), apresentando uma rotação em torno da linha de interseção do plano de aplicação de carga com o plano de fendilhação.



Fig. 93 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11\_T2\_GA).

No terceiro murete, Fig. 94, a rotura deu-se de forma similar à do segundo (FPA11\_T2\_GA).



Fig. 94 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11\_T3\_GA).

No quarto murete verificou-se um tipo de rotura diferente dos anteriores. Na parte anterior do provete a rotura deu-se na zona inferior da canelura da segunda fiada de tijolo, a contar da base para o topo do provete como é possível visualizar na penúltima imagem da Fig. 95 e na parte posterior do provete a rotura dá-se ao mesmo nível mas pela argamassa da junta de assentamento como é possível observar pela última imagem da Fig 95. A rotação já explicada também se verificou sobre a zona da rotura.



Fig. 95 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11\_T4\_GA).

No quinto murete, Fig. 96, a rotura deu-se de forma similar à do segundo (FPA11\_T2\_GA) e terceiro murete (FPA11\_T3\_GA).



Fig. 96 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11\_T5\_GA).

No murete (FPA15\_T1\_CP), Fig. 97, a rotura deu-se na zona inferior da canelura dos tijolos pertencentes ao topo do murete.



Fig. 97 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_T1\_CP).



A rotura do murete (FPA15\_T2\_CP), Fig. 98, ocorreu de igual forma ao murete (FPA11\_T1\_CP).

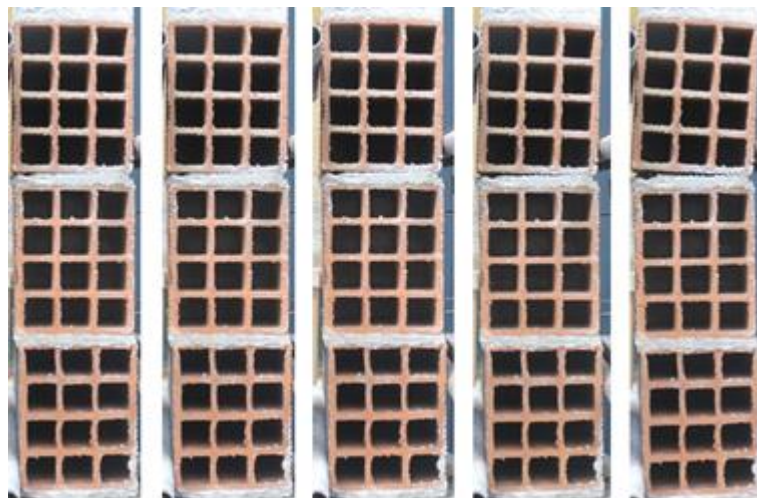


Fig. 98 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_T2\_CP).

A rotura no murete (FPA15\_T3\_CP), Fig. 99, ocorreu de forma similar à do provete (FPA15\_T2\_CP).



Fig. 99 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_T3\_CP).

A rotura do murete (FPA15\_T4\_CP), Fig. 100, ocorreu de igual forma ao murete (FPA15\_T1\_CP), apresentando rotura pelas unidades de alvenaria.

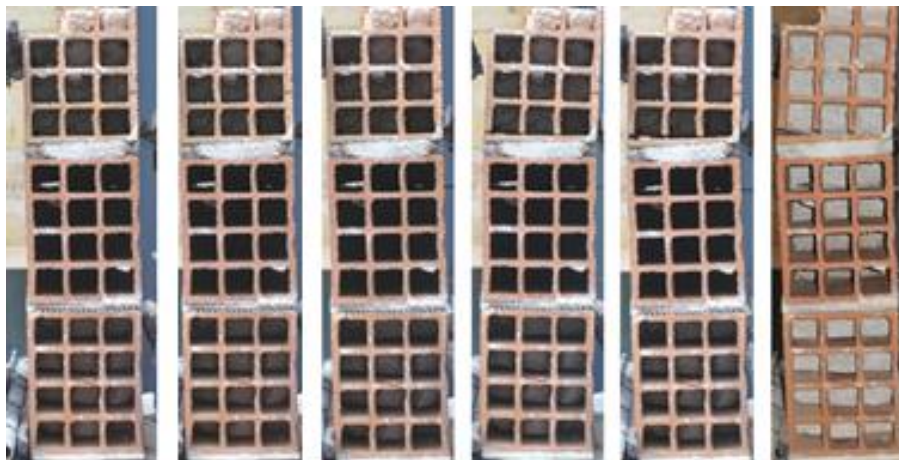


Fig. 100 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_T4\_CP).

A rotura no murete (FPA15\_T5\_CP), Fig. 101, ocorreu pelo tijolo na parte anterior do provete e pela junta de argamassa na sua parte posterior como está ilustrado nas duas últimas imagens da Fig. 101, apresentando rotação na zona do destacamento.

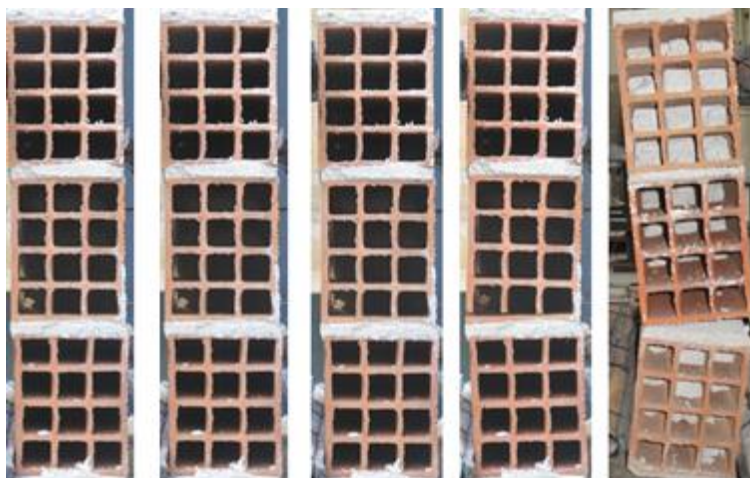


Fig. 101 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_T5\_CP).

No provete (FPA15\_inf03\_T1\_GB), Fig. 102, observou-se uma fendilhação localizada na primeira junta de assentamento, a contar da parte superior para a base do provete. Após o aparecimento da fenda, o murete apresentou uma rotação em torno da linha pertencente ao plano de fissuração e ao plano que contém a face de aplicação da carga.



Fig. 102 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_inf03\_T1\_GB).

No provete (FPA15\_inf04\_T1\_CP), Fig. 103, a rotura deu-se ao longo dos tijolos da fiada central do provete.



Fig. 103 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA15\_inf04\_T1\_CP).



No murete (FPA31,5\_T1\_LC), Fig. 104, a ruptura deu-se pela interface da junta de argamassa e bloco de betão da segunda fiada a contar da zona superior para a base do murete.

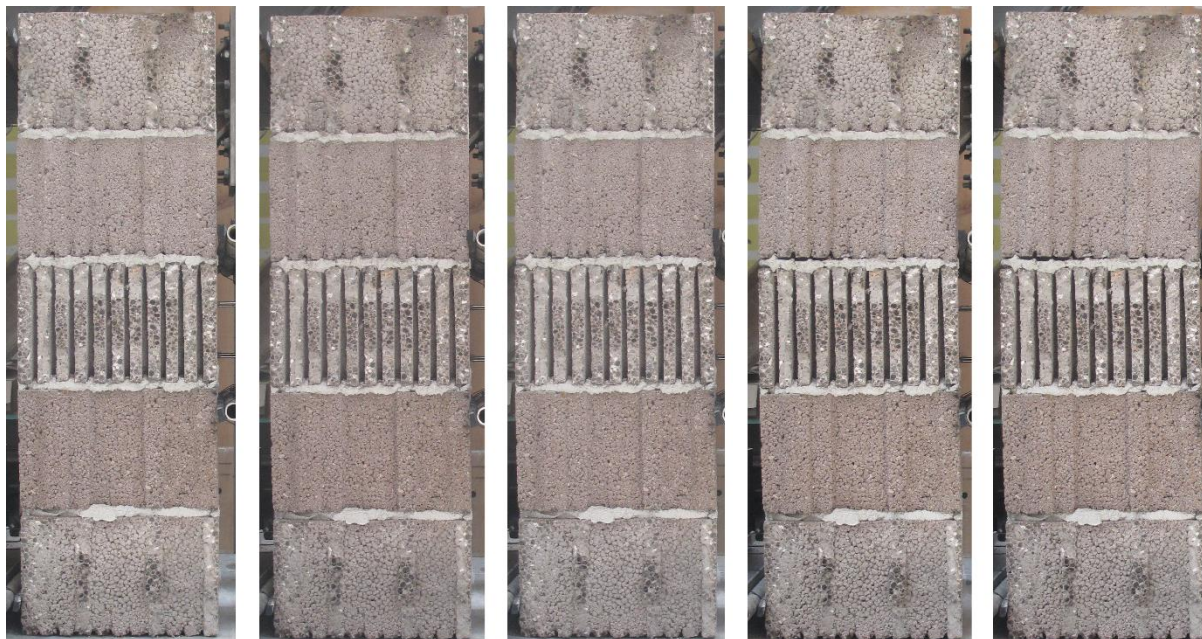


Fig. 104 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5\_T1\_LC).

No murete (FPA31,5\_T2\_LC), Fig. 105, a ruptura dá-se da mesma forma à do provete (FPA31,5\_T1\_LC) sendo que a junta de argamassa fendilhada situou-se uma fiada abaixo relativamente à fendilhação do provete anterior.

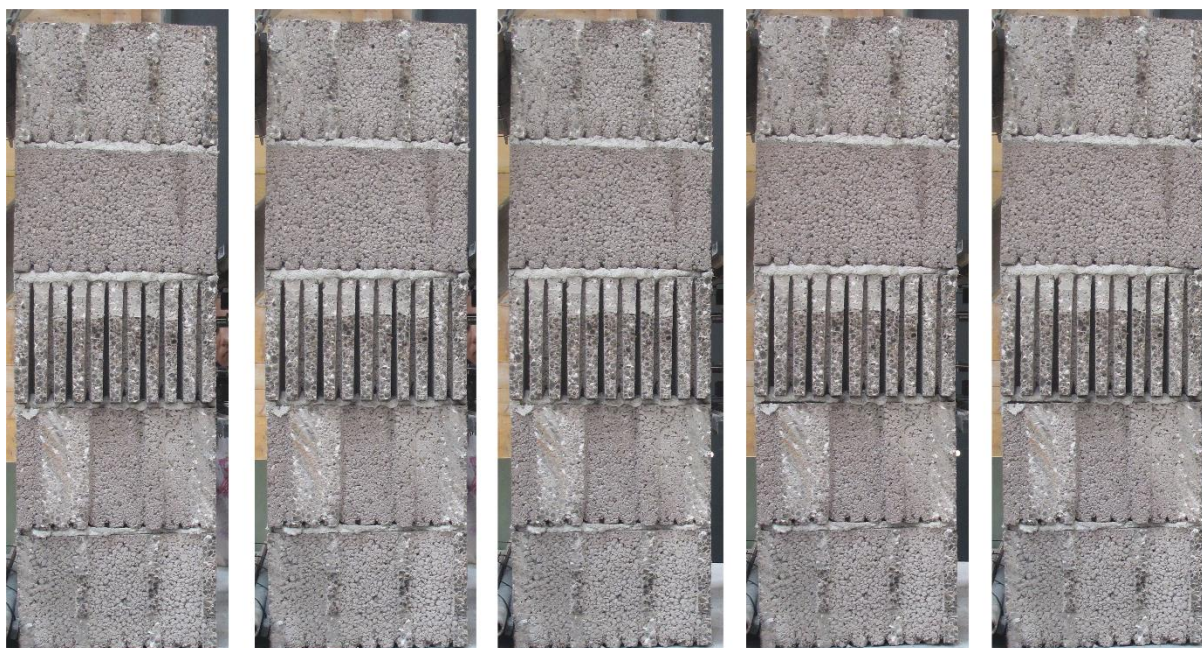


Fig. 105 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5\_T2\_LC).



No murete (FPA31,5\_T3\_LC), Fig. 106, a rotura deu-se de forma idêntica à do provete (FPA31,5\_T1\_LC).

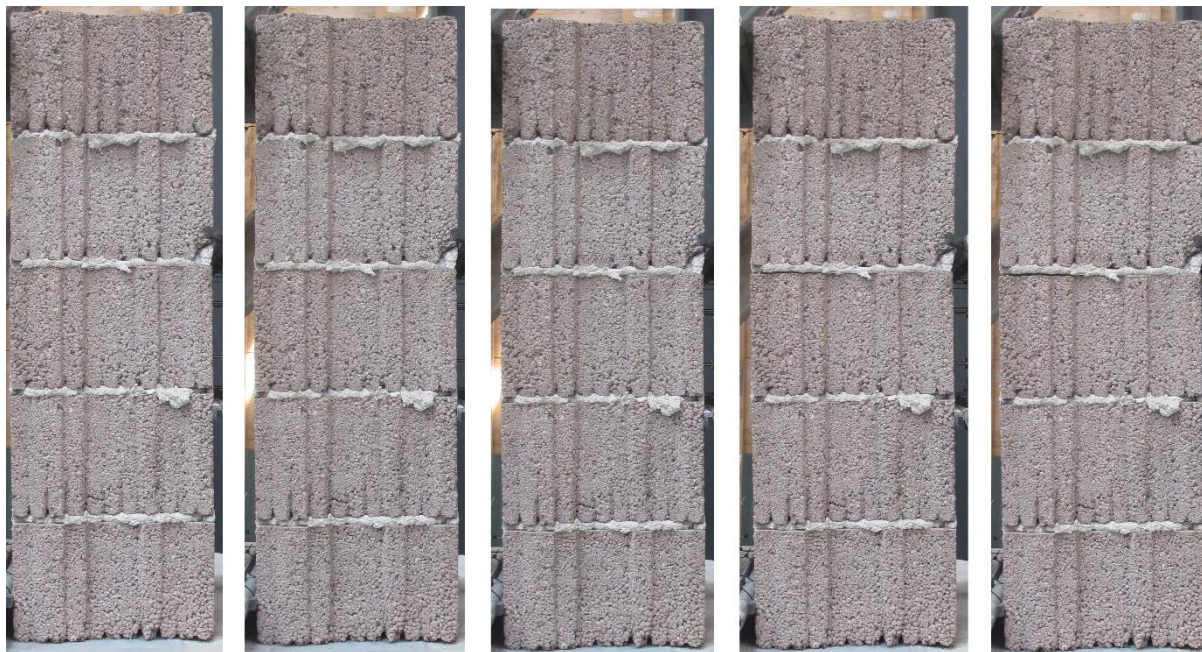


Fig. 106 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5\_T3\_LC).

No murete (FPA31,5\_T4\_LC), Fig. 107, a rotura deu-se de forma similar ao provete (FPA31,5\_T3\_LC).

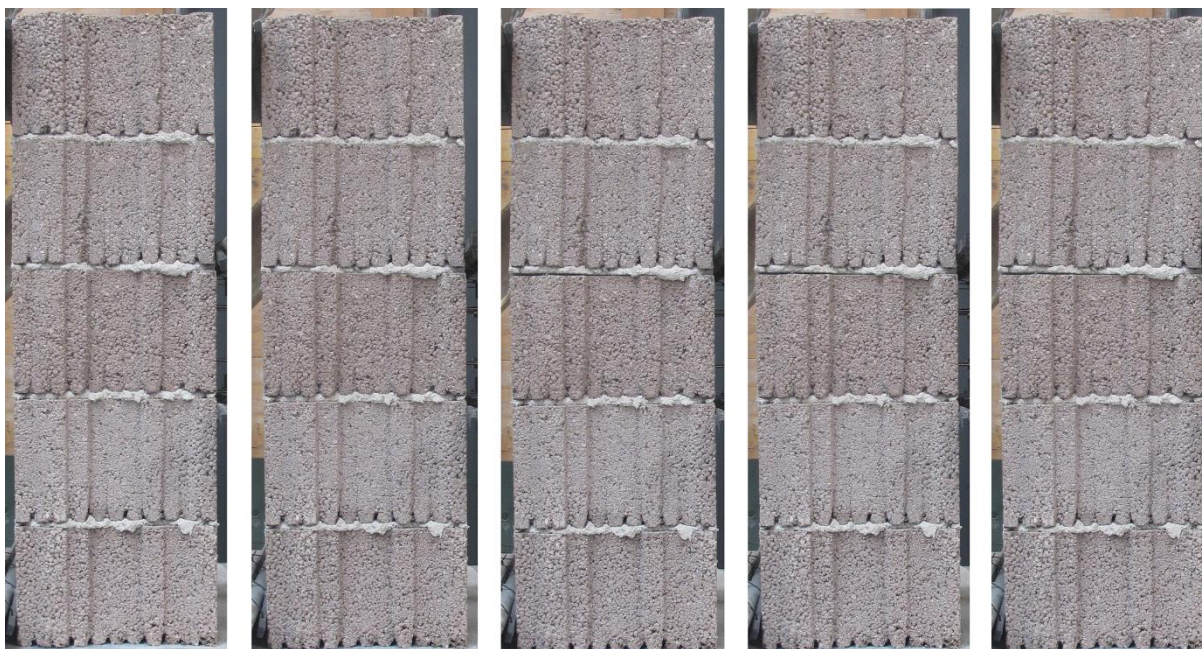


Fig. 107 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5\_T4\_LC).



No murete (FPA31,5\_T5\_LC), Fig. 108, a rotura deu-se de forma idêntica à dos dois muretes anteriores.

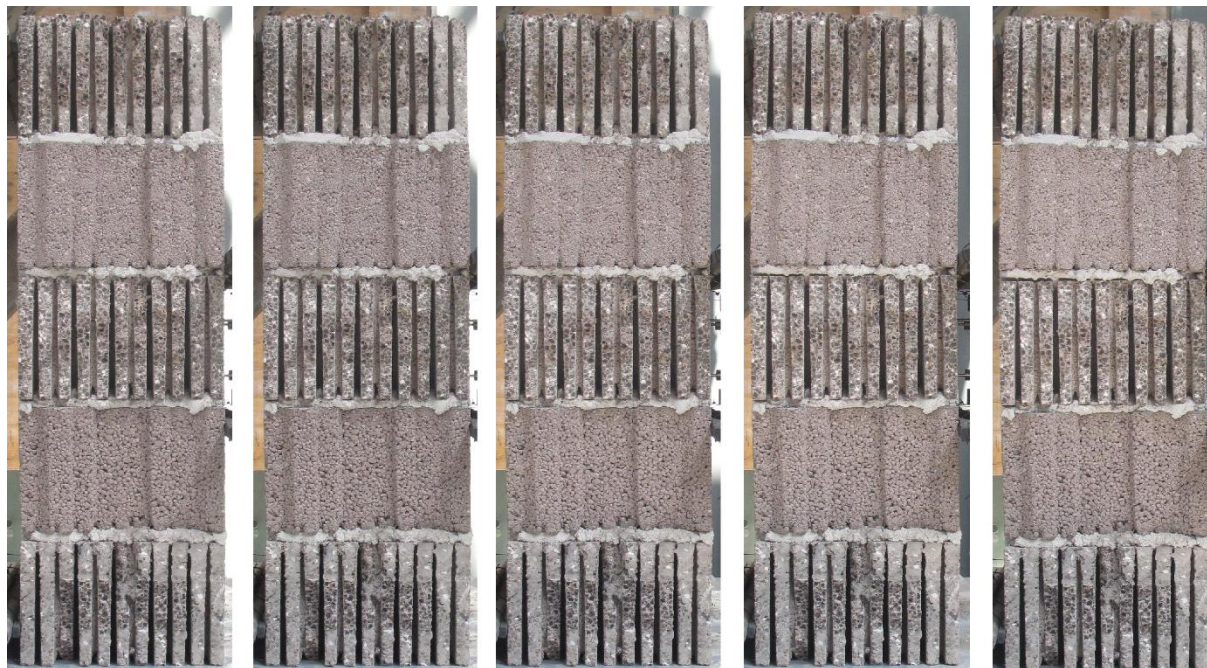


Fig. 108 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA31,5\_T5\_LC).

### 6.2.1. RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO

De acordo com a norma NP EN 1052-2 [41], foi possível determinar as dimensões dos provetes a serem ensaiados à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais. Este dimensionamento baseou-se nas recomendações feitas na norma e presentes na tabela 23.

#### 6.2.1.1. DIMENSIONAMENTO DOS PROVETES

Tabela 23 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento [41].

Direção	$h_u$ (mm)	$b$ (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	$\leq 250$	$\geq 240$ e $\geq 3 h_u$	No mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão $l_2$
	$\leq 250$	$\geq 1000$	No mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na direção $l_2$

Definição dos parâmetros:

- $h_u$  – Altura da unidade de alvenaria;
- $b$  – Largura do provete (na direção de distribuição da carga);
- $l_2$  – Distância (na direção das juntas de assentamento) entre zonas de aplicação de carga.

Foram construídos cinco provetes para cada tipo de unidade de alvenaria utilizado, estando de acordo com o número mínimo estipulado pela norma.

Dimensionaram-se os provetes de acordo com as equações 6.11 a 6.13.

#### Tijolo (30×20×11)

$$h_u = 189\text{mm} \leq 250\text{mm} \wedge b \geq 240\text{mm} \wedge b \geq 3 \times h_u = 3 \times 189 = 567\text{mm} \quad (6.11)$$

$$\Rightarrow b = 600\text{mm}$$

#### Tijolo (30×20×15)

$$h_u = 189\text{mm} \leq 250\text{mm} \wedge b \geq 240\text{mm} \wedge b \geq 3 \times h_u = 3 \times 189 = 567\text{mm} \quad (6.12)$$

$$\Rightarrow b = 600\text{mm}$$

#### Bloco (40×19×31,5)

$$h_u = 190\text{mm} \leq 250\text{mm} \wedge b \geq 240\text{mm} \wedge b \geq 3 \times h_u = 3 \times 190 = 570\text{mm} \quad (6.13)$$

$$\Rightarrow b = 800\text{mm}$$

As dimensões adotadas para os diferentes tipos de provete foram as apresentadas na Fig. 109.

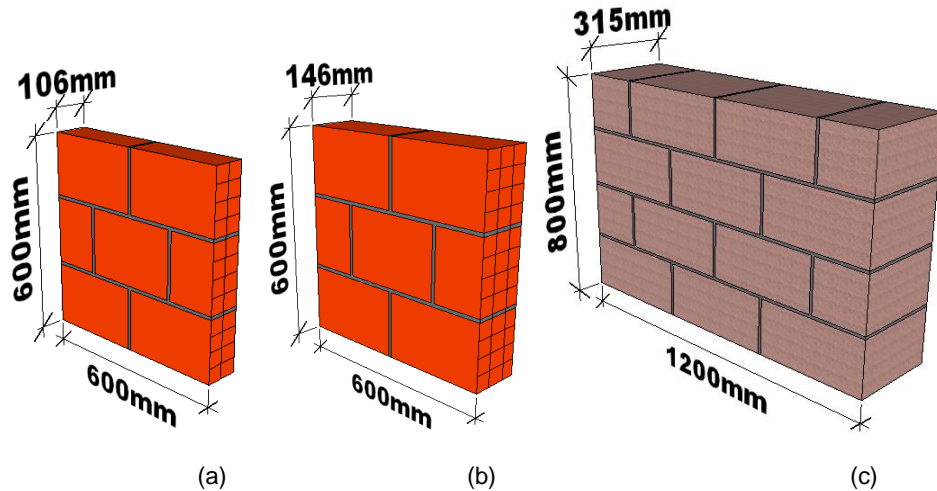


Fig. 109 - Dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento: (a) Provete em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11); (b) Provete em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x15); (c) Provete em alvenaria de blocos de betão leve (40x19x31,5).

O dimensionamento da distância  $l_2$  foi realizado de forma a ter no mínimo uma junta vertical por fiada, a distância entre cada apoio exterior e a respetiva extremidade do provete mais próxima ter no mínimo 50mm. A distância entre os apoios exterior e o interior, do mesmo lado, deve ser no mínimo igual à espessura do provete. Desta forma, chegou-se às dimensões  $l_1$  e  $l_2$  apresentadas na Fig. 110 e 111. Nas equações 6.14 e 6.15 apresenta-se uma verificação da conformidade do valor  $l_2$  com a respectiva norma.

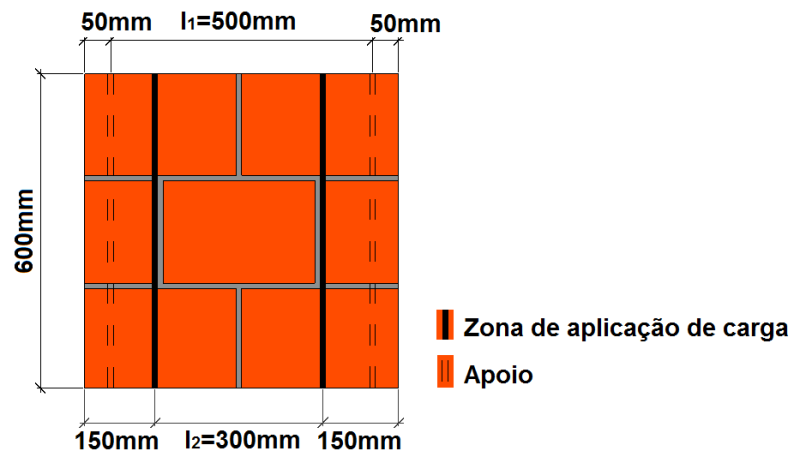


Fig. 110 - Esquema geométrico do provete para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provetes em alvenaria de tijolos cerâmicos (30x20x11) e (30x20x15).

Fez-se uma verificação da conformidade do valor  $l_2$  com a respectiva norma, apresentada na equação 6.14:

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 500 = 200\text{mm} \leq l_2 = 200\text{mm} \leq 0,6 \times 500 = 300\text{mm} \quad (6.14)$$

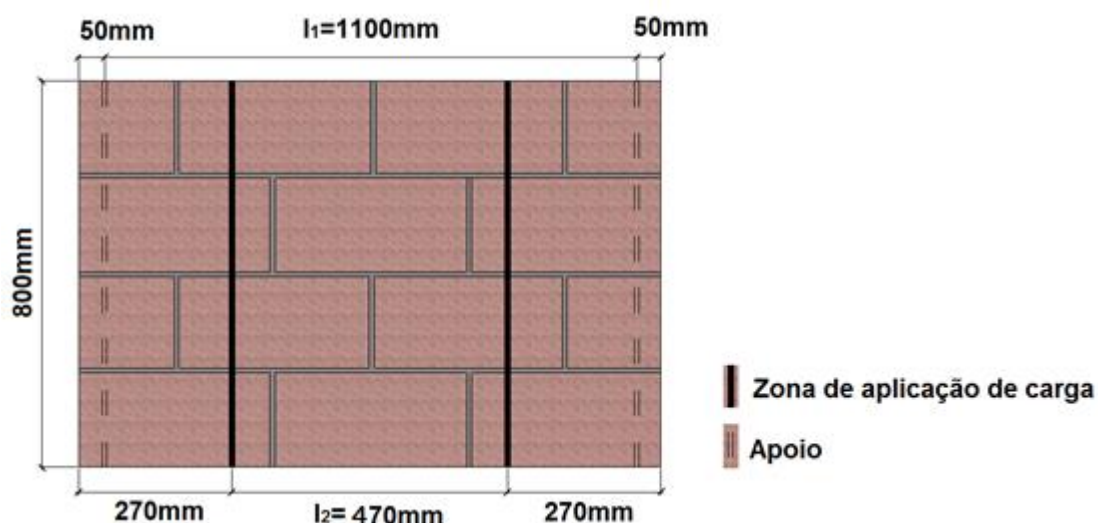


Fig. 111 - Esquema geométrico do provete para ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provetes de alvenaria de blocos de betão (40x19x31,5).

Verificação da conformidade do valor  $l_2$  com a respectiva norma :

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \Leftrightarrow 0,4 \times 1100 = 440\text{mm} \leq l_2 = 470\text{mm} \leq 0,6 \times 1100 = 660\text{mm} \quad (6.15)$$

Na tabela 24 são apresentados dados relativos aos provetes ensaiados à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento.

Tabela 24 - Caracterização dos provetes de alvenaria ensaiados à resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

Provetes de Alvenaria:	Tipo de Argamassa	Provetes Ensaaiados	Data de Construção	Data de Ensaio	Período de Cura (dias)
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x11)</b>	Guimarães A "GA"	5	08-03-2016	02-05-2016	55
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15)</b>	Casa Peixoto "CP"	5	09-03-2016	03-05-2016	55
<b>Tijolos cerâmicos (30x20x15) (provetes "reaproveitados" de parede_inf03)*</b>	Guimarães B "GB"	3	18-11-2015	02-05-2016	166
				03-05-2016	167
<b>Blocos betão (40x19x31.5)</b>	Lúcios "LC"	5	02-06-2016	10-08-2016	69
				11-08-2016	70

(\*) Resistência à flexão (Tabela A.24) e gráfico força *versus* deslocamento (Fig. A.2) apresentados em anexo.

### 6.2.1.2. CONFIGURAÇÃO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO

Para além do material já referido anteriormente como indispensável para a construção dos provetes, na realização deste ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, foi ainda necessário os seguintes equipamentos:

- Atuador hidráulico, inserido no setup de ensaio;
- Equipamento para medição de deslocamentos, transdutores de deslocamento, com uma precisão de  $\pm 25 \times 10^{-6} m$ ;
- Dois computadores, um para recolha e processamento de dados provenientes dos LVDTs e o outro para controlo do atuador hidráulico.

Na Fig. 112 apresenta-se uma vista da configuração do ensaio.



Fig. 112 - Configuração adotada para o ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

A capacidade máxima do atuador hidráulico usado neste ensaio é também de 100 kN. Para assegurar que a base do provete a ser ensaiado estaria de acordo com o exigido pela norma, foram colocadas duas folhas de teflon (polietrafluoretileno), permitindo movimento livre e com atrito reduzido.

Devido a eventuais irregularidades nos muretes provenientes da sua construção, instalou-se na célula de carga um sistema rotulado para permitir uma eficaz acomodação de possíveis deslocamentos do provete. Para medição de deslocamentos e maior facilidade no traçado dos gráficos força versus deslocamento, foram utilizados quatro LVDT's instalados perpendicularmente à face do provete sujeita ao carregamento.

Na Fig. 113, apresenta-se dois esquemas do posicionamento dos LVDT's no ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, um para o provetes de alvenaria de tijolo e o outro para os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).



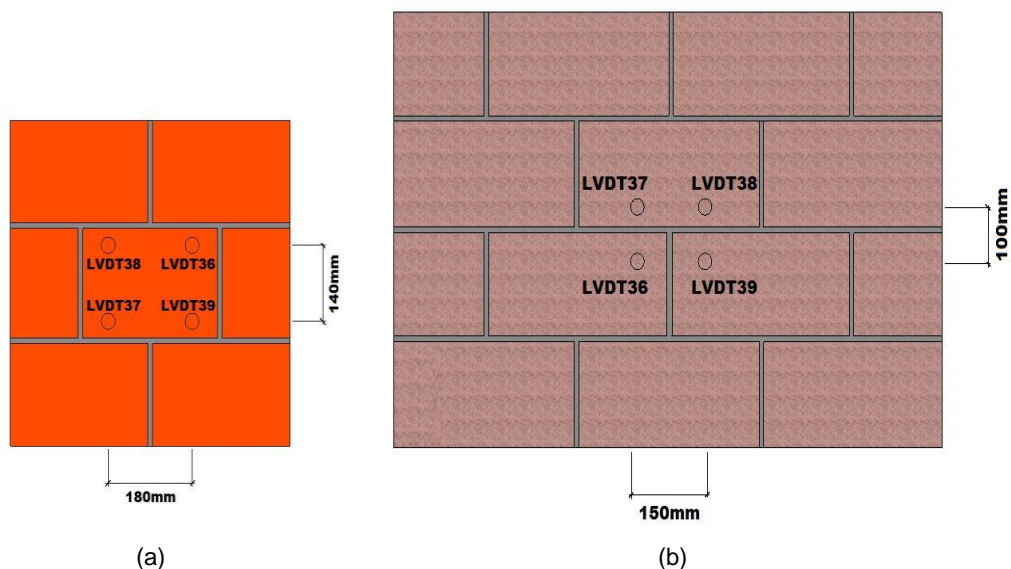


Fig. 113 - Posicionamento dos LVDT's: (a) Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e tijolo (30x20x15); (b) Ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).

#### 6.2.1.3 DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

A realização deste ensaio de determinação da resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, envolveu as seguintes etapas:

- Efetuou-se o dimensionamento dos provetes de acordo com o estipulado na norma;
- Após dimensionamento, iniciou-se a sua construção e aguardou-se até à sua cura;
- Montou-se o *setup* de ensaio, de acordo com o estipulado na norma;
- Instalou-se cada provete no *setup* de ensaio, devidamente centrado, com o atuador hidráulico e com as folhas de teflon;
- Colocaram-se os LVDT's perpendicularmente à face do provete a ser carregada, seguindo-se um ajustamento da célula de carga ao provete;
- No decorrer do ensaio, os LVDT's foram registando os deslocamentos obtidos ao longo do processo de aplicação de carga no provete a uma velocidade de 0,02 mm/s, até atingir a rotura;
- Fez-se o registo fotográfico da fissuração apresentada por cada provete ao longo do ensaio até à rotura, inclusive.

Para o ensaio de cada provete, registaram-se os seguintes dados:

- Dimensão da secção transversal do murete paralela aos apoios, com exatidão de  $\pm 1$  mm;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deslocamentos;
- Distâncias entre os apoios exteriores e interiores;
- Carga máxima,  $F_{i,m\acute{a}x}$ , com arredondamento a 10 N, rejeitando os resultados em que a rotura não ocorra na zona entre os apoios interiores;
- Intervalo de tempo desde que é aplicada a carga até ao instante em que se atinge a carga máxima;
- Deslocamentos relativos nos quatros pontos de leitura considerados.

### 6.2.1.3. METODOLOGIA DE CÁLCULO

A resistência à flexão segundo um plano perpendicular às juntas horizontais foi calculada através da equação (6.6), já apresentada no subcapítulo 6.1.1.4, apenas havendo adaptação dos valores respetivos às dimensões dos provetes deste ensaio.

A determinação da resistência característica à flexão,  $f_k$ , também foi apresentada no subcapítulo 6.1.1.4, sob a forma da equação (6.7).

### 6.2.1.4. TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS

Realizou-se um ensaio à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para verificar a operacionalidade do *setup* montado, tendo sido detetado um acondicionamento incorreto do atuador hidráulico.

Procedeu-se à correção do problema, mas os resultados obtidos para o provete em questão (FPE11\_T1\_GA teste) foram invalidados conforme se infere da Fig.114 e retirados da análise estatística.

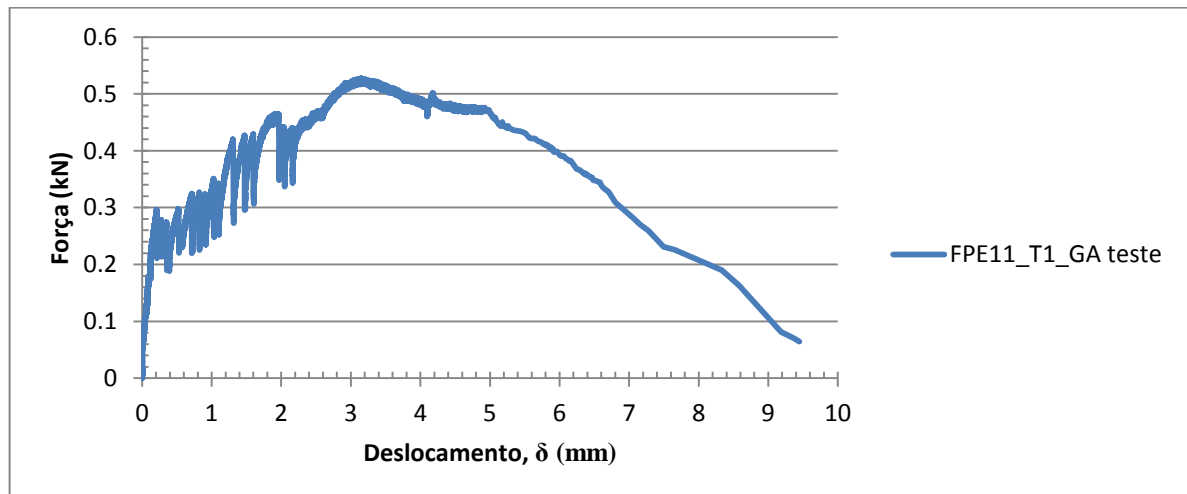


Fig. 114 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento para verificação do equipamento de ensaio.

Após a realização dos ensaios de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento, são apresentadas todas as envolventes gráficas obtidas, assim como a análise estatística efetuada.

O ensaio foi realizado sob condições de carregamento monotónico crescente até se atingir a rotura de cada murete.

Por análise dos gráficos força-deslocamento (Fig. 115 à 117) é possível observar o aparecimento de fissuras através de ligeiras quebras de força aplicada nos provetes, antes estes atingirem a rotura [9].

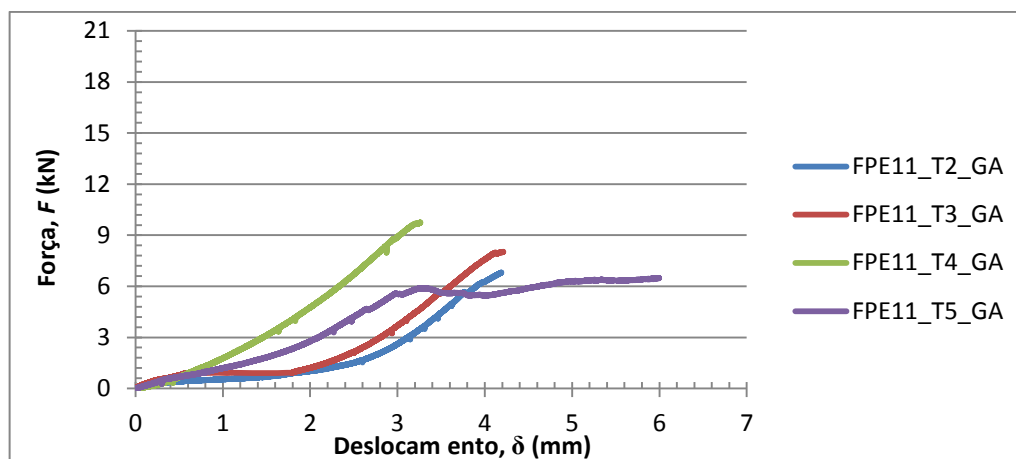


Fig. 115 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x11).

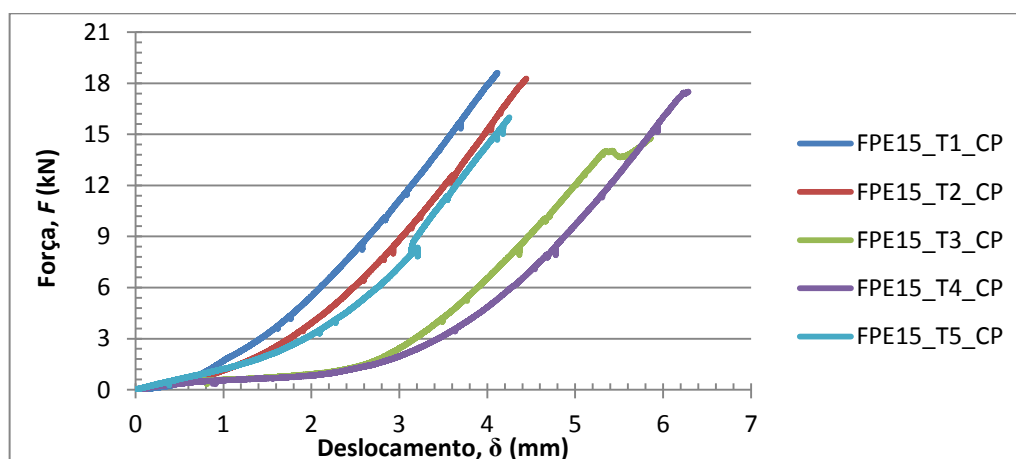


Fig. 116 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15).

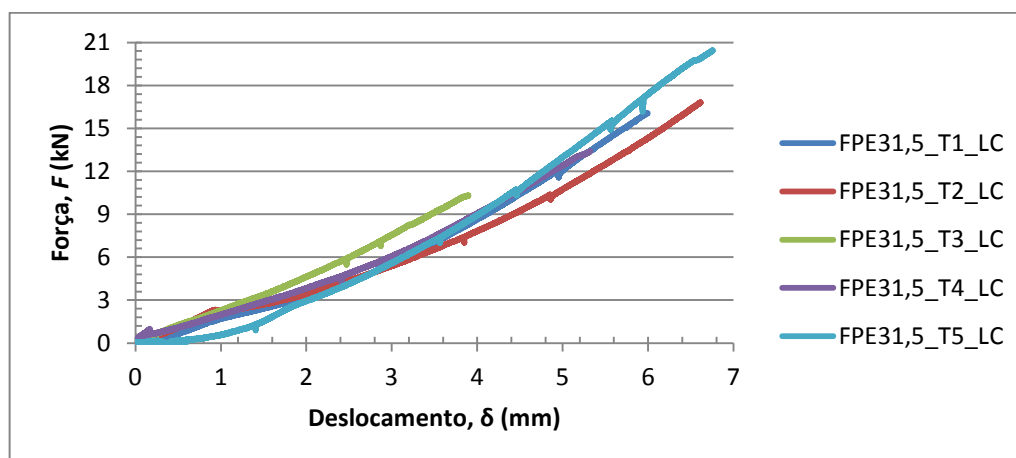


Fig. 117 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).



## 6.2.1.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Na tabela 25 apresentam-se os valores de resistência à flexão perpendicular às juntas de assentamento para os diversos tipos de provete ensaiados, assim como a força máxima resistida pelos provetes e as suas características geométricas.

Tabela 25 - Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provetes de alvenaria “FPE11”, “FPE15” e “FPE31,5”.

Proвете	$l_1$ (mm)	$l_2$ (mm)	$b$ (mm)	$t_u$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (N)	$f_{xi}$ (MPa)	$f_{xi,m\acute{e}d}$ (MPa)	$f_k$ (MPa)	Desvio padr\~ao (MPa)	COV (%)
FPE11_T1_GA					-	-				
FPE11_T2_GA					6816,4	0,282				
FPE11_T3_GA	500	300	600	110	8032,6	0,332	0,321	0,214	0,061	19,0
FPE11_T4_GA					9752,2	0,403				
FPE11_T5_GA					6497,8	0,269				
FPE15_T1_CP					18621,0	0,414				
FPE15_T2_CP					18275,6	0,406				
FPE15_T3_CP	500	300	600	150	14783,1	0,329	0,379	0,253	0,036	9,5
FPE15_T4_CP					17511,4	0,389				
FPE15_T5_CP					16002,6	0,356				
FPE31,5_T1_LC					16071,0	0,128				
FPE31,5_T1_LC					16822,9	0,134				
FPE31,5_T1_LC	1100	470	1200	315	10314,1	0,082	0,122	0,081	0,030	24,7
FPE31,5_T1_LC					13401,7	0,106				
FPE31,5_T1_LC					20457,4	0,162				

Tabela 26 - Síntese estatística das propriedades mecânicas dos diversos provetes no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais.

Provetes	Média (MPa)	Desvio Padr\~ao (MPa)	Coeficiente de Varia\~ao (%)
FPE11_GA	0,321	0,061	19,0
FPE15_CP	0,379	0,036	9,5
FPE31,5_LC	0,122	0,030	24,7

Após análise dos resultados deste ensaio pode-se concluir que estes estão de acordo com o esperado, pois os provetes ensaiados à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento oferecem menos resistência, pois a aplicação da carga é exercida paralelamente às juntas horizontais [9].

No caso do ensaio para determinar a resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, os muretes, por fissurarem pelas juntas verticais de argamassa e pelas unidades de alvenaria, permitem que os provetes tenham uma maior resistência face às cargas atuantes.

Analisando a tabela 26, pode-se concluir que a resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento média, foi de 0,321 N/mm<sup>2</sup> para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11), com um coeficiente de variação de 19%, para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) foi de 0,379 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 9,5%. Para os provetes reaproveitados da parede inf04 a resistência média à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento foi de 0,268 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 30,5%. Por último e com o menor valor médio de resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento surgem os provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5), com um valor médio de 0,122 N/mm<sup>2</sup> e coeficiente de variação de 24,7%.

Após os resultados obtidos pode-se ainda concluir que os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) apresentaram uma resistência média à flexão segundo um plano perpendicular às juntas de assentamento, 3,1 vezes superior à dos provetes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5), 1,4 vezes superior à dos provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) reaproveitados da parede inf04 e 1,2 vezes superior à dos provetes de alvenaria (30x20x11).

#### 6.2.1.6 REGISTO FOTOGRÁFICO DA EVOLUÇÃO DO DANO

No provete (FPE11\_T1\_GA), Fig. 118, a rotura deu-se ao longo do eixo de simetria vertical do provete, atravessando as juntas verticais de argamassa e o tijolo.



Fig. 118 - Dano final provocado no provete (FPE11\_T1\_GA).

No provete (FPE11\_T2\_GA), Fig. 119, observou-se uma rotura semelhante à do provete (FPE11\_T1\_GA), ocorrendo, no entanto, uma ligeira inclinação da fendilhação na zona que atravessa o tijolo da fiada central do murete.



Fig. 119 - Dano final provocado no provete (FPE11\_T2\_GA).

Neste murete, Fig. 120, ocorreu uma rotura semelhante à do murete (FPE11\_T1\_GA). A fissuração deu-se ao longo da junta vertical central e atravessou o tijolo.



Fig. 120 - Dano final provocado no provete (FPE11\_T3\_GA).

A rotura do provete (FPE11\_T4\_GA), Fig. 121, foi diferente à dos provetes anteriores, pois apresentou fissuração numa das laterais do provete. Isto significa uma maior fragilidade das unidades de alvenaria assim como da junta vertical de argamassa pertencente ao alinhamento da fissura onde ocorreu esta rotura.



Fig. 121 - Dano final provocado no provete (FPE11\_T4\_GA).

Na rotura do provete (FPE11\_T5\_GA), Fig. 122, a rotura deu-se essencialmente pelas juntas verticais e horizontais, o que demonstrou uma maior fragilidade das juntas verticais face às unidades de alvenaria e também do atrito/adesão das horizontais que permitiram o deslizamento dos tijolos.



Fig. 122 - Dano final provocado no provete (FPE11\_T5\_GA).

No murete (FPE15\_T1\_CP), Fig. 123, a rotura deu-se ao longo do eixo de simetria vertical do provete, ocorrendo um ligeiro desvio na zona do tijolo central.



Fig. 123 - Dano final provocado no provete (FPE15\_T1\_CP).



No murete (FPE15\_T2\_CP), Fig. 124, a rotura deu-se de forma regular ao longo de todo o eixo de simetria vertical do provete.



Fig. 124 - Dano final provocado no provete (FPE15\_T2\_CP).

A rotura no murete (FPE15\_T3\_CP), Fig. 125, ocorreu de forma semelhante à do murete (FPE15\_T2\_CP), ocorrendo apenas um ligeiro desvio na zona no tijolo da fiada central.



Fig. 125 - Dano final provocado no provete (FPE15\_T3\_CP).

A rotura do murete (FPE15\_T4\_CP), Fig. 126, ocorreu de forma semelhante à do murete (FPA15\_T2\_CP).



Fig. 126 - Dano final provocado no provete (FPE15\_T4\_CP).

No quinto murete, Fig. 127, a rotura deu-se pela junta vertical central do topo do provete e na zona das fiadas central e inferior do provete, deu-se ao longo de uma das suas juntas laterais, tal como já tinha sido observado no ensaio FPE11\_T5\_GA.



Fig. 127 - Dano final provocado no provete (FPE15\_T5\_CP).

No provete (FPE15\_inf04\_T1\_CP), Fig. 128, a rotura deu-se ao longo do eixo de simetria vertical do provete.



Fig. 128 - Dano final provocado no provete (FPE15\_inf04\_T1\_CP).

No provete (FPE15\_inf04\_T2\_CP), Fig. 129, a rotura desenvolveu-se desde a junta vertical de uma extremidade do provete até à junta vertical da outra extremidade ocorrendo uma fissuração na diagonal entre estas duas zonas. Este tipo de rotura poderá estar relacionado com algum possível dano já instalado nas unidades de alvenaria.



Fig. 129 - Dano final provocado no provete (FPE15\_inf04\_T2\_CP).



No provete (FPE15\_inf04\_T3\_CP), Fig. 130, ocorreu uma rotura pelo eixo de simetria do provete havendo um pequeno desvio da fissuração ao nível da unidade de alvenaria da fiada central, para uma zona de maior fragilidade do tijolo.



Fig. 130 - Dano final provocado no provete (FPE15\_inf04\_T3\_CP).

No murete (FPE31,5\_T1\_LC), Fig. 131, a rotura deu-se entre os pontos de atuação de carga, desviando para uma junta vertical de argamassa na zona superior do murete já fora da área expectável de rotura.



Fig. 131 - Dano final provocado no provete (FPE31,5\_T1\_LC).

No murete (FPE31,5\_T2\_LC), Fig. 132, a rotura deu-se por um eixo vertical de simetria do murete.



Fig. 132 - Dano final provocado no provete (FPE31,5\_T2\_LC).

No murete (FPE31,5\_T3\_LC), Fig. 133, a rotura ocorreu sobre um eixo vertical ligeiramente deslocado para o lado esquerdo do murete relativamente ao seu centro.



Fig. 133 - Dano final provocado no provete (FPE31,5\_T3\_LC).

No murete (FPE31,5\_T4\_LC), Fig. 134, a rotura deu-se de forma semelhante à do murete (FPE31,5\_T3\_LC).



Fig. 134 - Dano final provocado no provete (FPE31,5\_T4\_LC).

No murete (FPE31,5\_T5\_LC), Fig. 135, a rotura sucedeu de forma similar à do murete (FPE31,5\_T2\_LC)



Fig. 135 - Dano final provocado no provete (FPE31,5\_T5\_LC).





## 7

## AVALIAÇÃO DE SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE UM MURETE DE ALVENARIA

### 7.1. FASE DE REABILITAÇÃO

Após a realização dos ensaios à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais em muretes de alvenaria de tijolo e bloco de betão, verificou-se que como expectável a rotura nestas alvenarias concentrava-se especialmente ao longo de uma das juntas de assentamento da zona central dos muretes ensaiados, (Fig. 136). Devido aos danos causados terem sido reduzidos, achou-se interessante e viável a sua reabilitação seguida da implementação de um reforço sobre a face do provete tracionada. O interesse desta nova solução era demonstrar até onde poderia chegar o acréscimo de resistência destes provetes reabilitados e reforçados com uma técnica simples e de baixo custo, aplicada segundo procedimentos já adotados noutros estudos face a solicitações horizontais comparativamente à solução não reforçada.



Fig. 136 - Muretes de alvenaria após ensaio de resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento: (a) Murete de alvenaria de tijolo (30x20x11); (b) Murete de alvenaria de tijolo (30x20x15); (c) Murete de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5).

A primeira etapa de reabilitação dos muretes consistiu no preenchimento da junta de assentamento danificada. A técnica utilizada na reabilitação dos muretes consistiu na remoção e limpeza da junta danificada através da desintegração da argamassa degradada, de modo a ser possível o seu preenchimento com nova argamassa.

Após a reconstituição global do murete, foi esperado um curto período de cura para que fosse possível prosseguir com os trabalhos de reforço.

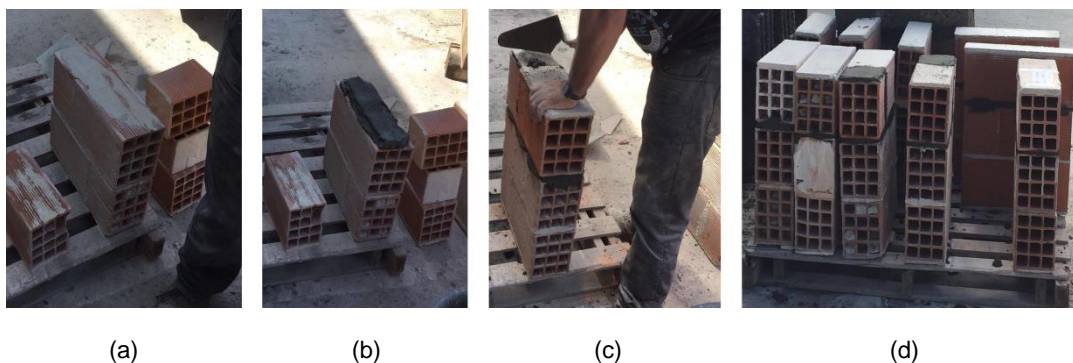


Fig. 137 - Fases de reabilitação dos provetes de alvenaria de tijolo: (a) Desintegração da junta de argamassa danificada com recurso a uma rebarbadora; (b) Aplicação de nova junta de assentamento em argamassa; (c) Assentamento das unidades de alvenaria; (d) Provetes de alvenaria de tijolo reabilitados.

## 7.2. MATERIAIS UTILIZADOS NO REFORÇO

A argamassa utilizada no refechamento das juntas do murete reabilitado foi produzida com um cimento CEM II / B-V 32,5R, de origem espanhola com um traço de 4:1 e o reboco do murete foi feito com uma argamassa constituída por cimento portland CEM I 42,5R, fabricado pela Secil, com um traço de 4:1, Fig.138. Não houve qualquer motivo particular para a diferença de aumento, apenas se usou o que estava disponível no laboratório.



Fig. 138 - Cimento utilizado na intervenção de reabilitação dos muretes de alvenarias: (a) Cimento CEM II / B-V 32,5 R; (b) Cimento Portland CEM I 42,5 R.

Neste trabalho foi utilizado uma rede já usada em alguns trabalhos semelhantes a este. Esta rede é da marca TENAX, ([www.tenax.net](http://www.tenax.net)) do tipo Cintoflex. Optou-se pelo seu uso devido aos resultados satisfatórios já conhecidos de outros trabalhos (Paredes de Adobe e de Pedra), apresentando também uma relação preço *versus* qualidade bastante atrativa [42]. É uma rede em polipropileno de geometria quadrangular com espaçamentos entre elementos de 16 mm na direção horizontal e, 19 mm na direção vertical. O seu valor de resistência à tração teoricamente é igual nas duas direções, apresenta um valor de 3,5 kN/m e pode atingir extensões entre 10 a 15% mediante a direção considerada. Na Fig. 139 apresenta-se o tipo de rede utilizada no reforço do murete de alvenaria de tijolo (30x20x11).



Fig. 139 - Rede do tipo (Cintoflex) [42].

Os conectores usados para fazer a ligação entre a rede e o murete são constituídos por buchas plásticas e parafusos em aço zincado. Foi imprescindível o uso dos parafusos em aço zincado na solução de fixação adotada devido à baixa resistência ao corte das buchas plásticas (0,15 kN). A exclusão dos parafusos nesta solução comprometeria, de todo, os resultados esperados neste ensaio, ficando estes bastante aquém do pretendido. Uma outra possibilidade que poderia excluir os parafusos seria o aumento do número de conectores, sendo esta uma solução economicamente inviável. Uma outra contrariedade nesta solução recaía sobre a sua exequibilidade, pois implicava uma forte concentração de conectores em zonas muito pequenas. Pelas razões apresentadas optou-se então pela substituição dos pernos plásticos pelos parafusos do tipo C1018 – C1022 de aço zincado, cabeça rasa, com o mesmo comprimento (7 cm) e de diâmetro 6 mm. O uso destes parafusos trouxe à solução um grande aumento de resistência ao corte do conjunto, como uma maior facilitação na execução.

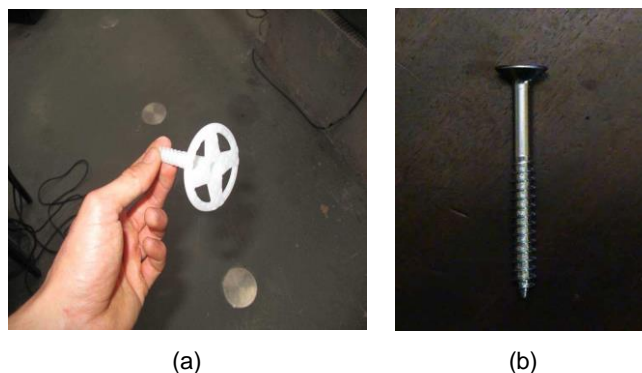


Fig. 140 - Constituição do conector [42]: (a) Bucha plástica; (b) Parafuso.

### 7.2.1. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO

Efetua-se o cálculo do acréscimo de resistência pela aplicação da referida rede numa parede constituída por tijolo (30x20x11) com uma dimensão  $0,45 \times 0,60 \text{ m}^2$ . Na Fig. 141, é apresentado um esquema do carregamento a que o murete de alvenaria se encontra sujeito quando ensaiado à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento. Da equação 7.1 à 7.6, são apresentados os cálculos (elementares) para a determinação da força de tração resistida pelo murete sob ação da força limite registada nos ensaios destes muretes e que se fixou em 2,20 kN. Por simplicidade admite-se comportamento linear elástico este atingiu essa força com rotura frágil e estima-se a força de tração suportada pela junta à tração. Essa força deve assim ser absorvida por rede e conetores à face do murete, revestido com argamassa de reboco.

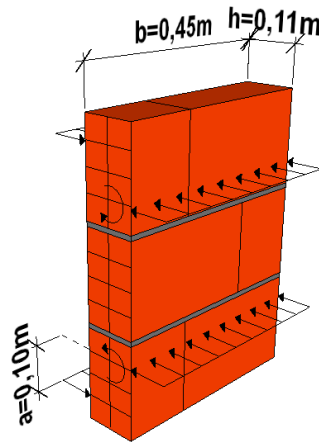


Fig. 141 - Esquema de carregamento do provete de alvenaria quando sujeito à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento.

$$F_{m\acute{a}x}^T = 2,20 \text{ kN} \quad (7.1)$$

$$F = \frac{2,2}{2} = 1,1 \text{ kN} ; M = F \cdot a = 0,11 \text{ kN.m} \quad (7.2)$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,45 \times 0,11^2}{6} = 0,0009075 \text{ m}^3 \quad (7.3)$$

$$\sigma_t = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot a}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = \frac{1,1 \times 0,10}{\frac{0,45 \times 0,11^2}{6}} = 121,212 \text{ KPa} \quad (7.4)$$

$$F_t = \left( \sigma_t \times \frac{h}{2} \right) \times \frac{1}{2} \times b = \frac{\sigma_t \times b \times h}{4} = \frac{3}{2} \cdot \frac{F \cdot a}{h} ; h = t_u \quad (7.5)$$

$$F_t = \frac{3}{2} \times \frac{1,1 \times 0,10}{0,11} = 1,5 \text{ kN} \quad (7.6)$$



**Determinação do número de camadas de rede ( $n_c$ ):**

Considerando que a rede absorve  $F_{r/m} = 3,5 \text{ kN/m}$ , e para um  $b = 0,45 \text{ m}$ :

$$F_t = n_c \times F_{r/m} \times b \quad (7.7)$$

$$n_c = \frac{F_t}{F_{r/m} \times b} = \frac{1,5}{3,5 \times 0,45} = 0,952 \Rightarrow 1 \text{ camada de rede}$$

Cuja resistência será:

$$F_r = 1 \times 3,5 \times 0,45 = 1,575 \text{ kN/m} > F_t = 1,5 \text{ kN} \quad (7.8)$$

Admitindo rede à face e desprezando contribuição á tração do reboco.

**Cálculo do momento resistente —> Rede à face:**

$$M_r = F_r \times z = F_r \times 0,9 \times h = 1,575 \times 0,9 \times 0,11 = 0,155925 \text{ kN.m} \quad (7.10)$$

$$F' = \frac{M_r}{a} = \frac{1,575 \times 0,9 \times 0,11}{0,10} = 1,56 \text{ kN} > F = 1,1 \text{ kN} \quad (7.11)$$

$$\Rightarrow \frac{F'}{F} = \frac{1,56}{1,1} = 1,42 \quad (7.12)$$

Assim, é de esperar que a força resistente do murete com rede seja no mínimo cerca de 40% superior à do murete original.

**Cálculo do número de conetores para transmissão da resistência da rede ao substrato (tijolo) :**

$$n \geq \frac{n_c \times b \times F_{r/m}}{r_t} \quad (7.13)$$

$n$  – Número de conetores;

$n_c$  – Número de camadas de rede;

$b$  – Largura da parede;

$r_t$  – Resistência estimada de cada conector, retirado de estudo realizado por (Diogo Marques, 2014)

$$n \geq \frac{1 \times 0,45 \times 3,5}{1,4} = 1,125$$

$$n = 2 \text{ conetores}$$

Por razões de alguma incerteza relativa à forma de ancoragem dos conectores optou-se por adicionar um conector a mais à solução, uma vez que este reforço apenas foi testado em um provete.

Posicionamento – na zona mais próxima do apoio.

Fixação – poliuretano seguido de uma resina para preencher vazios das caneluras do tijolo e permitir a ancoragem da bucha funcionar.



Fig. 142 - Fases de reforço de um murete de alvenaria de tijolo (30x20x11): (a) Rede polimérica aplicada com os respectivos conectores fixados através de bucha química; (b) Face reforçada com rede a ser rebocada; (c) Murete de alvenaria de tijolo iniciando processo de cura.

## 7.2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS USADOS

Na Fig. 143, apresenta-se o *setup* utilizado para os ensaios de flexão, compressão e tração das argamassas usadas nesta intervenção. Para flexão e compressão foi o processo habitual já descrito. Para a tração foram executados provetes com a mesma forma já usado por (Diogo Marques 2014) de argamassa armada com a rede, com o intuito de se testar a resistência dos dois materiais em conjunto.

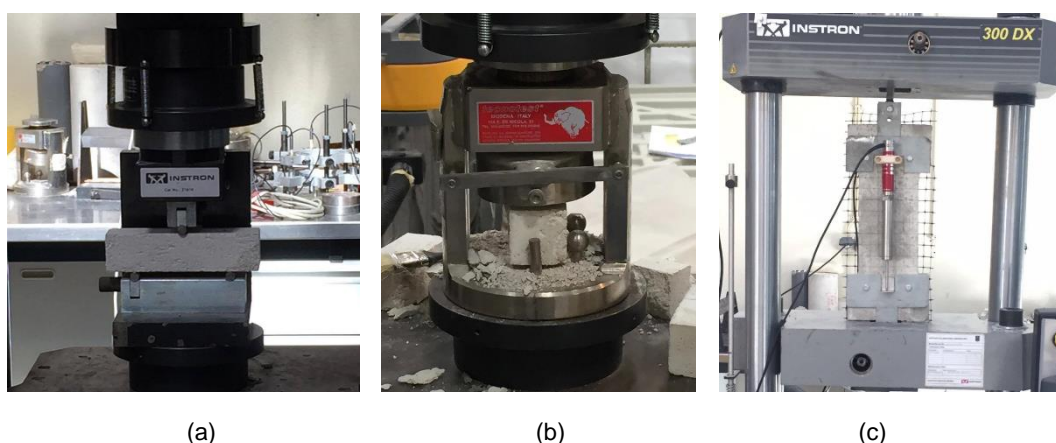


Fig. 143 - Ensaio dos provetes de argamassa utilizada na intervenção de reabilitação e reforço do murete de alvenaria de tijolo (30x20x11): (a) Ensaio à flexão de provete de argamassa; (b) Ensaio à compressão de provete de argamassa; (c) Ensaio à tração de provete de argamassa com rede geossintética embebida.

Nas tabelas 27 e 28 é apresentada a resistência média à flexão dos provetes de argamassa utilizada no assentamento das unidades de alvenaria designado-se por “ASS” e ainda a argamassa utilizada no reboco do murete, designando-se por “REB”.

Tabela 27 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes à reabilitação do murete de tijolo (30x20x11).

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
ASS1	1,7	4,08	2,76
ASS2	1,7	3,88	
ASS3	1,7	4,07	
<b>Média</b>	1,7	4,01	

Tabela 28 - Determinação da resistência à flexão: Provetes de argamassa referentes ao reboco do murete de tijolo (30x20x11).

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
REB1	1,9	4,44	5,20
REB2	2,0	4,73	
REB3	1,8	4,27	
<b>Média</b>	1,9	4,48	

Nas tabelas 29 e 30 são apresentadas respetivamente as resistências médias à compressão dos provetes de argamassa utilizada no assentamento das unidades de alvenaria e da argamassa utilizada no reboco do murete.

Tabela 29 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes à reabilitação do murete de tijolo (30x20x11).

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
ASS1.1	32,8	20,50	8,37
ASS1.2	30,9	19,34	
ASS2.1	28,4	17,77	
ASS2.2	27,6	17,24	
ASS3.1	27,5	17,17	
ASS3.2	32,9	20,54	
<b>Média</b>	30,0	18,76	

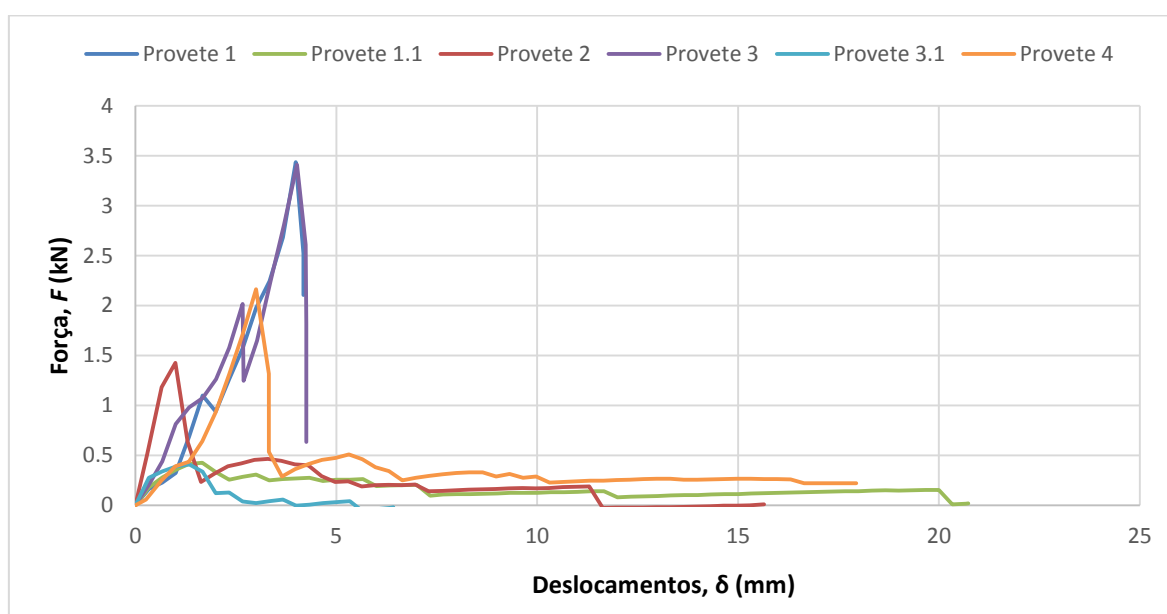
Tabela 30 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes ao reboco do murete de tijolo (30x20x11).

Provates	Área (mm <sup>2</sup> )	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
REB1.1	1600	30,8	19,24	3,95
REB1.2		28,8	17,99	
REB2.1		29,2	18,22	
REB2.2		29,4	18,35	
REB3.1		29,6	18,48	
REB3.2		27,3	17,03	
<b>Média</b>		29,2	18,22	

Por análise das tabelas anteriores conclui-se que a resistência média à flexão dos provates de argamassa “ASS” foi de 4,01 MPa, com um coeficiente de variação de 2,76%, já nos provates de argamassa “REB” o valor médio de resistência à flexão ascendeu aos 4,48 MPa, com um coeficiente de variação de 5,20%. Os valores obtidos no ensaio de flexão vão de encontro ao esperado, pois a classe de resistência do cimento utilizado na argamassa dos provates “REB” é superior à dos provates “ASS”.

Relativamente aos ensaios de compressão dos provates de argamassa, obteve-se para os provates “ASS” uma resistência média à compressão de 18,76 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 8,37%, e uma resistência média à compressão de 18,22 N/mm<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 3,95% para os provates “REB”.

Na Fig. 144 apresenta-se a envolvente gráfica força versus deslocamento obtida no ensaio de tração dos provates de argamassa utilizada no reboco do murete de alvenaria de tijolo (30x20x11).

Fig. 144 - Envolvente de força *versus* deslocamento do ensaio de tração dos provates de argamassa com rede geossintética embebida.

No ensaio de tração foram ensaiados quatro provetes, dois deles tiveram uma rotura da argamassa para um valor elevado de tração, sem que houvesse rotura da rede geossintética. Prosseguiu-se o ensaio para determinar o valor do deslocamento máximo da rotura da rede. Isto ocorreu para os provetes números um e três.

Após análise dos resultados obtidos, conclui-se que a resistência máxima à tração do provete 1 foi de 3435,12 N, com um deslocamento de 4 mm, após rotura da argamassa prosseguiu-se o ensaio e a rotura da rede obteve-se para um deslocamento de 20,7 mm e uma carga de 20 N. No provete 2 a resistência máxima à tração foi de 1425,54 N, com um deslocamento de 1 mm e o deslocamento máximo foi atingido aos 15,6 mm, com uma carga de 8,12 N.

No provete 3 a resistência máxima à tração foi de 3409,81 N, com um deslocamento de 4 mm, após rotura da argamassa prosseguiu-se o ensaio e a rotura da rede obteve-se para um deslocamento de 6,4 mm e uma carga de 411,8 N.

No provete 4 a resistência máxima à tração foi de 2164,80 N, com um deslocamento de 3 mm e o deslocamento máximo foi atingido aos 17,9 mm com uma carga de 222,56 N.

### 7.3 ENSAIO DE MURETE REABILITADO E REFORÇADO. RESULTADOS E ANÁLISE COMPARATIVA

No ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento do provete de alvenaria de tijolo (30x20x11) reforçado, foi utilizado o mesmo setup, de acordo com a norma referente a este tipo de ensaio, já usado nos ensaios de alvenaria de tijolo (30x20x11) e referido no capítulo 6.

Na Fig. 145 apresenta-se o gráfico da força *versus* deslocamento obtida no ensaio de flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento do murete de alvenaria de tijolo (30x20x11) reforçado, bem como o ganho do murete não reforçado.

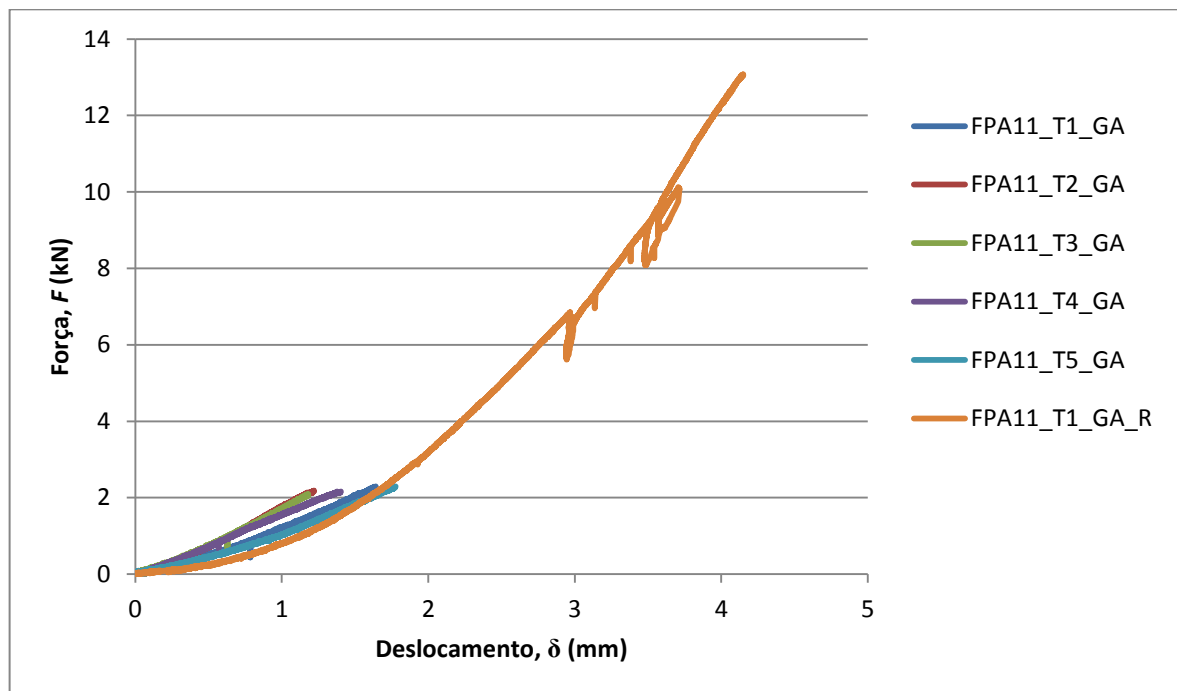


Fig. 145 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento para o murete em alvenaria de tijolo (FPA11\_T1\_GA\_R).

Após análise dos resultados obtidos, conclui-se que a resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento do provete reforçado foi de 0,720 N/mm<sup>2</sup>, ou seja cerca de 6 vezes superior à resistência média obtida no mesmo ensaio para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) não reforçados. Apesar de ser um ensaio com pouco significado devido à amostra conter apenas um provete, é na mesma demonstrado o elevado potencial que esta solução poderá vir a ter no reforço de alvenarias no futuro.

Na Fig. 146 apresenta-se a evolução da fendilhação no provete reforçado, após ensaio verificou-se fissuração do reboco, esmagamento do tijolo na face não rebocada e apesar do reboco ter fissurado a rede não rompeu.



Fig. 146 - Evolução da fendilhação ao longo do ensaio no provete (FPA11\_T1\_GA\_R).

#### 7.4 COMENTÁRIOS FINAIS

Por fim importa referir a viabilidade da solução adoptada, sendo que o ganho de resistência é enorme, embora parte possa vir do reboco, mas que sendo armado fica com fendilhação dispersa, potencialmente impedindo desagregação do painel.

No entanto há que estudar melhor a contribuição da argamassa *versus* contribuição da rede, dependente da espessura de reboco.

Contudo retira-se deste ensaio a impressão que esta é uma solução promissora, com potencial para vir a ser aplicada no reforço de alvenarias de enchimento no futuro.

# 8

## CONCLUSÕES

### 8.1. CONCLUSÕES FINAIS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho procurou-se aprofundar, aspetos relativos às alvenarias de enchimento, com o intuito de prosseguir estudos já realizados no âmbito desta temática. Posto isto, são apresentadas de seguida as principais conclusões retiradas ao longo de todo o trabalho.

No capítulo 2 fez-se uma apresentação das alvenarias, como a descrição dos principais materiais e técnicas construtivas, a evolução dos principais sistemas construtivos, a influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento global de uma estrutura, reforçando-se a importância da sua consideração em fase de projeto e dimensionamento, uma vez que Portugal é um país com actividade sísmica.

No capítulo 3 apresenta-se os resultados de ensaios de flexão e compressão dos provetes de argamassa utilizada na construção dos muretes de alvenaria da campanha experimental deste trabalho. As resistências obtidas nestes ensaios revelaram-se um pouco díspares entre si, o que realça a importância de controlo do seu fabrico, sendo que um doseamento de água ligeiramente diferente entre amassaduras pode ser o suficiente para causar diferenciação notória entre resistências.

No capítulo 4 apresenta-se uma campanha experimental de ensaios de compressão simples de provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11), de tijolo (30x20x15) e de blocos de betão (40x19x31,5). Através da realização dos ensaios, conclui-se que a resistência à compressão aumenta em função do aumento de espessura das unidades de alvenaria. A resistência média obtida para os provetes em alvenaria de tijolo (30x20x11) foi de 0,7 MPa e de 1,1 MPa para provetes em alvenaria de tijolo (30x20x15). Foram ainda realizados ensaios em provetes reaproveitados de duas paredes distintas, ambas constituídas por alvenaria de tijolo (30x20x15). Estas duas paredes foram reaproveitadas do preenchimento de um pórtico em betão armado que já tinha sido sujeito a solicitações para fora do plano. A resistência obtida para a primeira amostra de provetes proveniente da primeira parede designada por “inf03” foi de 1,2 MPa e a segunda amostra de provetes resultantes da sua segunda parede designada por “inf04” foi de 0,9 MPa. O facto de a resistência mais elevada entre os muretes de alvenaria de tijolo pertencer aos provetes resultantes da parede “inf03”, leva-nos a concluir que uma alvenaria que já tenha estado sujeita a acções para fora do plano, não parte em desvantagem face a uma alvenaria que nunca tenha experimentado essas mesmas acções, no entanto este aumento de resistência face aos restantes provetes de igual espessura deveu-se aos provetes provenientes da parede “inf03” estarem rebocados numa das faces. Por último e com a resistência à compressão mais elevada surgem os muretes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) com um valor médio de 1,9 N/mm<sup>2</sup>.



No capítulo 5 apresentam-se os passos e resultados envolvidos numa campanha experimental de ensaios de tração por compressão diagonal em muretes constituídos por materiais idênticos aos usados na campanha experimental do capítulo 4. A resistência à tração por compressão diagonal média das diferentes alvenarias de tijolo foi semelhante, obtendo-se um valor médio de 0,6 N/mm<sup>2</sup>. Nos muretes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) a resistência à tração por compressão diagonal média teve um decréscimo de metade do valor obtido para as alvenarias de tijolo obtendo-se um valor médio de 0,3 N/mm<sup>2</sup>.

No capítulo 6 realizou-se uma campanha experimental de ensaios de flexão segundo as direções de rotura paralela e perpendicular às juntas de assentamento de provetes de alvenaria constituídos por materiais idênticos aos dos ensaios realizados e apresentados no capítulo 4 e 5. Nos ensaios de flexão segundo uma direção paralela às juntas horizontais, obteve-se a resistência de 0,121 MPa para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x11) e 0,110 MPa para os provetes de alvenaria tijolo (30x20x15). Ensaiou-se ainda um provete da parede “inf03” e outro da parede “inf04”, obtendo-se as resistências de 0,194 MPa e 0,357 MPa, respetivamente. Devido a estas amostras serem demasiado reduzidas, é imprudente tirar ilações, servindo apenas como um mero indicativo sobre o potencial comportamento mecânico destas alvenarias. Por fim e com a menor resistência obtida surgem os muretes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) com uma resistência média de 0,099 N/mm<sup>2</sup>. Nos ensaios de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento os muretes com maior resistência média foram os muretes de alvenaria de tijolo (30x20x15) com um valor médio de 0,379 N/mm<sup>2</sup>, seguidos do muretes de alvenaria de tijolo (30x20x11), com um valor médio de 0,321 N/mm<sup>2</sup>. Com as menores resistências surgiram os muretes de alvenaria de tijolo (30x20x15) reaproveitados da parede inf04 e ainda os muretes de alvenaria de bloco de betão (40x19x31,5) com valores médios de 0,268N/mm<sup>2</sup> e 0,122 N/mm<sup>2</sup>, respetivamente.

No capítulo 7 estudou-se uma intervenção de reabilitação e reforço de um murete de alvenaria de tijolo (30x20x11), no qual se obteve uma resistência média à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento de 0,720 N/mm<sup>2</sup>, ou seja, cerca de 6 vezes superior à resistência média para este tipo de ensaio com provetes de alvenaria não reforçados.

Por fim importa referir que todos os objetivos elegidos no início deste trabalho foram cumpridos.

## 8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como trabalhos futuros, seria interessante realizarem-se ensaios de caracterização mecânica no e para fora do plano a outros tipos de materiais, recorrendo para isso a unidades de alvenaria de diferentes constituições.

O ensaio realizado com o provete de alvenaria de tijolo (30x20x11) reforçado deixa em aberto o elevado potencial deste reforço, cuja ideia, não sendo única, pode e deve ser estudada em campanhas experimentais a realizar-se no futuro.

No sentido de explorar novas soluções de reabilitação e reforço de alvenarias de enchimento, seria vantajoso a realização de ensaios, aplicando diferentes tipos de reforço e assim obter uma maior diversidade de resultados que faculte aos projetistas uma maior gama de soluções, propiciando desta forma, uma construção a longo prazo mais económica e segura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] P. Lourenço, H. Sousa. Paredes de alvenaria. *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, Porto, 2002.
- [2] D. Oliveira, - “Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria” *Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, Porto, 1995.
- [3] R. Vicente, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, - *Danos em paredes de alvenaria de fachada de edifícios correntes de betão armado: Lições do sismo de abril de 2009 de L’Áquila Itália*. 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Aveiro, 2010.
- [4] P.B. Lourenço, - “Alvenaria: Passado e Presente”, *Construção Magazine*, Guimarães, 2005.
- [5] M. Pereira, - *Caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano de paredes de alvenaria de enchimento*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- [6] A. Furtado, - *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2013, Universidade de Aveiro: Aveiro, Portugal.
- [7] J. Estêvão, - *Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, 2012.
- [8] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-3: Strengthening and repair of buildings - European prEN 1998-1-3, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2005.
- [9] P. Raposo, - *Identificação de Tipologias e Caracterização de Paredes de Alvenaria de Enchimento em Edifícios de Betão Armado Existentes no Arquipélago dos Açores*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2016.
- [10] <http://www.preceram.pt/tradicional.php>, 12/04/2016.
- [11] [http://www.artebel.pt/index.php/produtos/blocos\\_termicos/termoacustico](http://www.artebel.pt/index.php/produtos/blocos_termicos/termoacustico), 12/04/2016.
- [12] EN 1052-1, Método de ensaio para alvenaria – Parte 1: Determinação da resistência à compressão, Bruxelas, 1998.
- [13] Censos 2011 – Resultados definitivos, Instituto Nacional de Estatística, IP, 2012.
- [14] Eurocode 6 : Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and reinforced masonry structures - European prEN 1996-1-1, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2005.
- [15] A. Borges, - *Identificação das Tipologias de Paredes de Alvenaria de Enchimento e Caracterização do Sistema Estrutural em Edifícios Existentes de Betão Armado*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [16] EN 1052-1, Método de ensaio para alvenaria – Parte 1: Determinação da resistência à compressão, Bruxelas, 1998.

- [17] R. Mendes da Silva, - “Alvenarias não estruturais- Patologias e estratégias de reabilitação, Seminário Paredes de Alvenaria: Situação e Novas Tecnologias, Lourenço e Sousa Ed., 187-206, 2001.
- [18] E., Tassios, T.P.Vintzileou, - “Seismic behaviour and design of infilled R.C. frames”, European Earthquake Engineering, 3(2), pp. 22-28, 1989.
- [19] <http://pt.slideshare.net/PMoreira19/sismologia-29229097>, 12/04/2016
- [20] [http://casadotinoni.blogspot.pt/2012\\_02\\_01\\_archive.html](http://casadotinoni.blogspot.pt/2012_02_01_archive.html), 13/04/2016
- [21] RSA, Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes, Decreto de lei 235/83, 31 de Maio.
- [22] J.C.A. Roque, - “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria”, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [23] D. Pereira, - “Estudo Sísmico de Edifícios Antigos – Reforço e análise não linear”, Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico, 2009.
- [24] G.Vasconcelos, F. Akhoundi, Paulo B. Lourenço, L. Silva, M. Martins, A. P. Gomes - “Paredes de alvenaria de enchimento e a ação sísmica: Inovação e reabilitação”.
- [25] Rupika, W.K. - “Out of plane strengthening of unreinforced masonry walls using textile reinforced mortar systems”, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Singapura, 2010.
- [26] Bournas, D.A., Triantafyllou, T.C., Papanicolaou, C. - “Retrofit of Seismically Deficient RC Columns with Textile-Reinforced Mortar (TRM) Jackets”, 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4), 471-490, 2009.
- [27] Canbay E., Ersoy U., Ozcebe G. - “Contribution of reinforced concrete infills to seismic behaviour of structural systems”, ACI Structural Journal, 100(5), 637–43, 2003.
- [28] M. Lopes, M.P.d.S. Lopes, and R.M. Delgado, *Sismos e Edifícios*, ed. M.M.P.d.S.L. Lopes and R.M. Delgado. 2008, Amadora:: Edições Orion.
- [29] R. Davis, et al., *Effect of Infill Stiffness on Seismic Performance of Multi-Storey RC Framed Buildings in India*, in *13th World Conference on Earthquake Engineering*. 2004: Vancouver, B. C., Canada.
- [30] H.F.P. Rodrigues, - *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2006.
- [31] Panagiotis, I.P.G., G. Asteris, and Z. Chrysostomou, *Modeling of Infilled Frames With Openings*. The Open Construction and Building Technology Journal, 2012. 6: p. 81-91.
- [32] A.Arêde, - *Apontamentos de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. DEC - Estruturas. 2012, Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [33] J.L.V. Milheiro, - *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

- [34] Z.Y.C., ZANG, - *Study on the effect of the infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frame*. 2011. 10.
- [35] M.D.P., FAFJAR, - *Soft Storey Effects in Uniformly Infilled Reinforced Concrete Frames*. Journal of Earthquake Engineering, January 2000: p. 1-12.
- [36] *Relatório do Estado do Ordenamento do Território*. 2003. p. 9.
- [37] A. A., Costa, M., Ferreira, C. S., Oliveira, - "O Grande Sismo de Sichuan: Impactos e Lições para o Futuro" *SÍSMICA 2010 – 8º Congresso de Sísmologia e Engenharia Sísmica*, Aveiro, 2007.
- [38] EN 1015-11, *Methods of test for mortar for masonry Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*, Brussels, 1999.
- [39] EN 1052-1, *Método de ensaio para alvenaria – Parte 1: Determinação da resistência à compressão*, Bruxelas, 1998.
- [40] ATSM E 519 – 02, *Standard test method for diagonal tension in masonry assemblages*, United States of America.
- [41] NP EN 1052-2:2002 *"Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão."*, Ipq, Lisboa, 2002
- [42] D. Marques, - *Ensaio Experimentais Fora do Plano de Paredes em Alvenaria de Pedra Reforçadas*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014.



## ANEXO

<b>A.1. TABELAS COM RESULTADOS DOS ENSAIOS AOS PROVETES DE ARGAMASSA.....</b>	<b>A.3</b>
A1.1. ENSAIO DE FLEXÃO DOS PROVETES DE ARGAMASSA.....	A.3
A1.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS PROVETES DE ARGAMASSA .....	A.6
<b>A.2. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PARALELO E PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO PARA OS PROVETES “INF03” E “INF04” .....</b>	<b>A.10</b>





## ANEXO

## A.1. TABELAS COM RESULTADOS DOS ENSAIOS AOS PROVETES DE ARGAMASSA

## A1.1. ENSAIO DE FLEXÃO DOS PROVETES DE ARGAMASSA

Tabela A.1 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11” e “FPE11”.

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
A1	1,2	2,89	7,84
A2	1,3	3,06	
A3	1,1	2,62	
<b>Média</b>	1,2	2,86	

Tabela A.2 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes “CS11”, “CD11” e “FPE11”.

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
B1	0,9	2,21	3,91
B2	0,9	2,10	
B3	0,9	2,05	
<b>Média</b>	0,9	2,12	

Tabela A.3 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes “CD15”.

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
C1	1,9	4,38	6,24
C2	1,9	4,34	
C3	2,1	4,85	
<b>Média</b>	1,9	4,53	

Tabela A.4 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS15".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
D1	1,8	4,19	3,53
D2	1,7	3,90	
D3	1,7	4,05	
<b>Média</b>	1,7	4,05	

Tabela A.5 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS15\_inf03" e "FPA15\_inf03".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
E1	2,2	5,09	1,48
E2	2,2	5,23	
E3	2,2	5,21	
<b>Média</b>	2,2	5,18	

Tabela A.6 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS11", "CD11", "FPA11" e "FPE11".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
F1	1,4	3,37	3,09
F2	1,4	3,31	
F3	1,4	3,17	
<b>Média</b>	1,4	3,28	

Tabela A.7 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS15", "CD15", "FPA15" e "FPE15".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
G1	2,3	5,46	15,03
G2	2,3	5,36	
G3	1,8	4,12	
<b>Média</b>	2,1	4,98	

Tabela A.8 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
H1	0,8	1,88	24,02
H2	1,1	2,58	
H3	0,7	1,64	
<b>Média</b>	0,9	2,03	

Tabela A.9 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CD31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
I1	0,9	2,13	11,89
I2	1,0	2,46	
I3	0,8	1,95	
<b>Média</b>	0,9	2,18	

Tabela A.10 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "FPA31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
J1	0,7	1,63	9,57
J2	0,7	1,72	
J3	0,6	1,42	
<b>Média</b>	0,7	1,59	

Tabela A.11 - Determinação da resistência à flexão: Provates de argamassa referentes aos muretes "FPE31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_f$ (MPa)	COV (%)
K1	0,7	1,63	9,93
K2	0,8	1,78	
K3	0,8	1,99	
<b>Média</b>	0,8	1,80	

## A1.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS PROVETES DE ARGAMASSA

Tabela A.12 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS11", "CD11" e "FPE11".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
A1.1	12,5	7,81	6,82
A1.2	13,0	8,12	
A2.1	13,2	8,24	
A2.2	11,4	7,14	
A3.1	11,4	7,11	
A3.2	13,2	8,24	
<b>Média</b>	12,4	7,78	

Tabela A.13 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CS11", "CD11" e "FPE11".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
B1.1	9,9	6,18	7,62
B1.2	9,8	6,13	
B2.1	8,3	5,21	
B2.2	9,0	5,60	
B3.1	10,2	6,38	
B3.2	9,0	5,61	
<b>Média</b>	9,4	5,85	

Tabela A.14 - Determinação da resistência à compressão: Provates de argamassa referentes aos muretes "CD15".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
C1.1	17,9	11,19	8,94
C1.2	18,8	11,72	
C2.1	14,5	9,07	
C2.2	15,9	9,97	
C3.1	17,4	10,90	
C3.2	17,5	10,94	
<b>Média</b>	17,0	10,63	

Tabela A.15 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "CS15".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
D1.1	20,6	12,90	6,97
D1.2	18,7	11,69	
D2.1	19,3	12,04	
D2.2	21,8	13,64	
<b>Média</b>	20,1	12,57	

Tabela A.16 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "CS15\_inf03" e "FPA15\_inf03".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
E1.1	23,3	14,59	9,08
E1.2	19,1	11,96	
E2.1	19,6	12,22	
E2.2	21,1	13,20	
E3.1	18,2	11,35	
E3.2	19,6	12,25	
<b>Média</b>	20,2	12,60	

Tabela A.17 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "CS11", "CD11", "FPA11" e "FPE11".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
F1.1	16,1	10,06	4,83
F1.2	16,7	10,42	
F2.1	17,1	10,67	
F2.2	18,0	11,28	
<b>Média</b>	17,0	10,61	

Tabela A.18 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "CS15", CD15, FPA15 e "FPE15".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
G1.1	23,4	14,64	6,27
G1.2	24,7	15,43	
G2.1	22,8	14,27	
G2.2	22,5	14,08	
G3.1	21,5	13,41	
G3.2	20,7	12,93	
<b>Média</b>	22,6	14,13	

Tabela A.19 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "CS31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
H1.1	8,7	5,44	9,90
H1.2	9,2	5,75	
H2.1	10,4	6,50	
H2.2	9,1	5,69	
H3.1	11,3	7,06	
H3.2	9,9	6,19	
<b>Média</b>	9,8	6,10	

Tabela A.20 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "CD31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
I1.1	11,5	7,18	10,17
I1.2	9,9	6,18	
I2.1	11,2	7,01	
I2.2	9,4	5,86	
I3.1	9,2	5,74	
I3.2	11,4	7,12	
<b>Média</b>	10,4	6,52	

Tabela A.21 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "FPA31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
J1.1	8,0	5,00	4,01
J1.2	7,8	4,85	
J2.1	8,1	5,08	
J2.2	7,6	4,78	
J3.1	7,6	4,76	
J3.2	7,2	4,53	
<b>Média</b>	<b>7,7</b>	<b>4,83</b>	

Tabela A.22 - Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa referentes aos muretes "FPE31,5".

Provetes	Força (kN)	$f_c$ (MPa)	COV (%)
K1.1	7,1	4,46	6,04
K1.2	7,7	4,84	
K2.1	8,2	5,12	
K2.2	7,1	4,45	
K3.1	8,0	4,99	
K3.2	7,3	4,56	
<b>Média</b>	<b>7,6</b>	<b>4,74</b>	



## A.2. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO UM PLANO DE ROTURA PARALELO E PERPENDICULAR ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO PARA OS PROVETES “INF03” E “INF04”

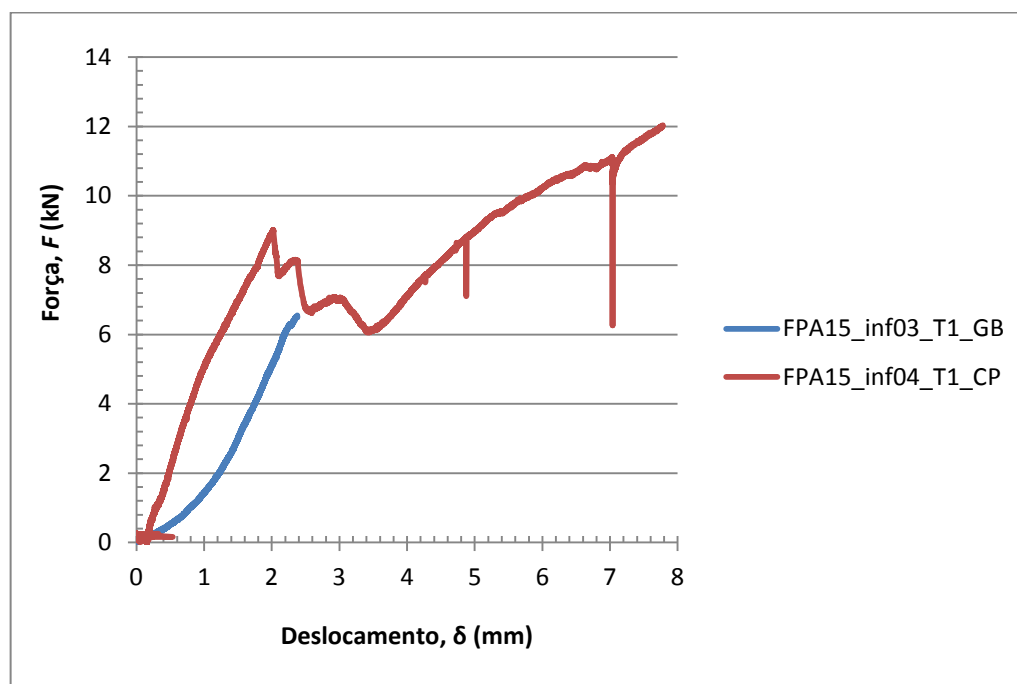


Fig. A.1 - Força versus deslocamento no ensaio de flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15) “reaproveitados” de um pórtico à escala real.

Tabela A.23 - Resistência à flexão segundo uma direção de rotura paralela às juntas de assentamento para os provetes de alvenaria de tijolo (30x20x15) “reaproveitados” de um pórtico à escala real.

Proвете	$l_1$ (mm)	$l_2$ (mm)	$b$ (mm)	$t_u$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (N)	$f_{xi}$ (MPa)	$f_k$ (MPa)
FPA15_inf03_T1_GB	500	300	450	150	6547,9	0,194	
FPA15_inf04_T1_CP	500	300	450	150	12035,4	0,357	
Média (MPa)					9291,7	0,275	
Desvio Padrão (MPa)					3880,2	0,115	0,180
Coeficiente de Variação (%)					41,8	41,8	

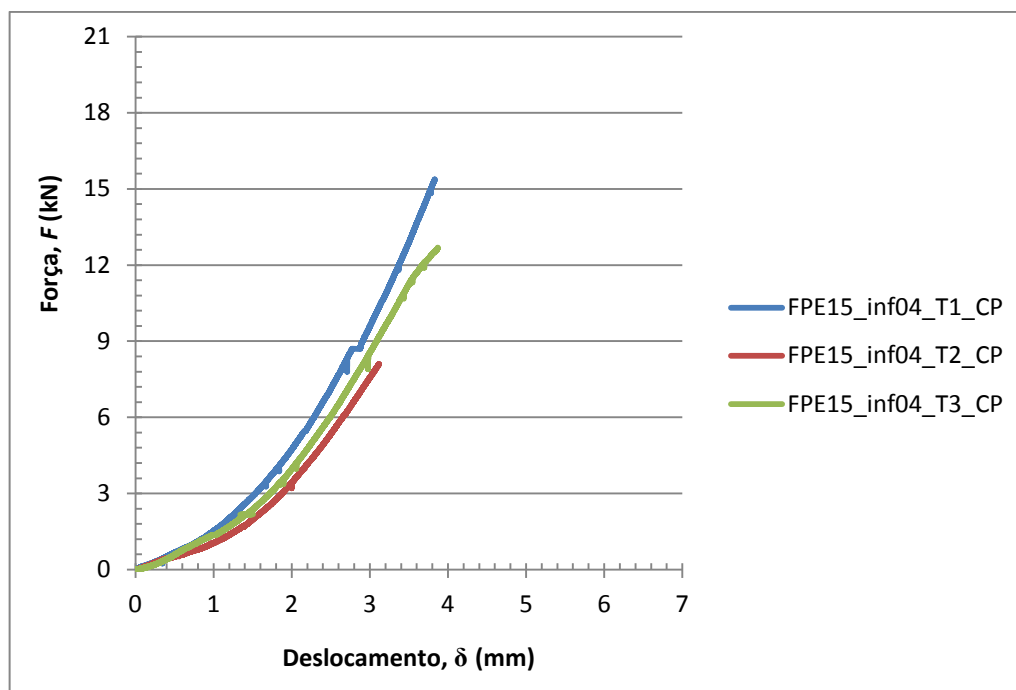


Fig. A.2 - Força *versus* deslocamento no ensaio de flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para muretes em alvenaria de tijolo (30x20x15) "reaproveitados" de um pórtico à escala real.

Tabela A.24 - Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento para provetes de alvenaria de tijolo furado (30x20x15) "reaproveitados" de um pórtico à escala real.

Provete	$l_1$ (mm)	$l_2$ (mm)	$b$ (mm)	$t_u$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (N)	$f_{xi}$ (MPa)	$f_k$ (MPa)
FPE15_inf04_T1_CP	500	300	600	150	15374,3	0,342	0,179
FPE15_inf04_T2_CP	500	300	600	150	8099,8	0,180	
FPE15_inf04_T3_CP	500	300	600	150	12684,3	0,282	
Média					12052,8	0,268	
Desvio Padrão (N/mm <sup>2</sup> )					3678,1	0,082	
Coeficiente de Variação (%)					30,5	30,5	